

UNIVERSIDAD DE CUENCA



FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

“DISEÑO Y ANÁLISIS POR DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO CON DISIPADORES HISTERÉTICOS METÁLICOS”

Trabajo de Titulación, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil.

AUTORES:

David Ricardo Villavicencio Astudillo.

Pablo Hernán Zúñiga Galarza.

DIRECTOR:

Ing. Francisco Javier Flores Solano, PhD.

Cuenca – Ecuador

Noviembre, 2016

RESUMEN

El objetivo de un diseño estructural cuando un edificio está sometido a una carga sísmica es la de disipar la energía que ingresa de tal manera que la estructura no colapse al final del evento. En un diseño convencional se localiza la disipación de energía principalmente en vigas, muros y en algunas ocasiones en las columnas del edificio. Sin embargo esta disipación tiene como consecuencia el daño de estos elementos lo cual puede conllevar a la demolición de la estructura después de un evento de gran magnitud. En esta investigación se busca evitar los daños en los elementos estructurales a través de la incorporación de sistemas de disipación sísmica como los disipadores histeréticos tipo TADAS, los cuales tendrán la finalidad de disipar toda la energía inducida a la estructura por el sismo ya que los mismos pueden ser fácilmente reemplazados después del evento. Para la investigación se realizó el diseño de una estructura de 8 pisos sin disipadores utilizando métodos comunes como son el análisis lineal estático y dinámico modal espectral. Posteriormente se realizó el diseño de una estructura incluyendo los disipadores donde se llevó a cabo el modelado de los disipadores tipo TADAS e igualmente se realizó un análisis lineal estático, dinámico modal espectral y tiempo-historia. Este último en base a 3 registros sísmicos obtenidos del terremoto de Ecuador que se ocurrió el pasado 16 de abril del 2016. Finalmente se realizó un análisis no lineal por desempeño a la estructura con disipadores para verificar los daños que sufriría una estructura después de un evento de gran magnitud. Para esto se obtuvo los máximos sismos de diseño para los 3 registros de análisis y se comprobó que las derivas inelásticas sean menores al límite del 2% que impone la Norma Ecuatoriana de Construcción 2015 en la sección de Peligro Sísmico Diseño Sismoresistente.

Palabras Clave: *Disipador TADAS, histéresis, energía, análisis por desempeño, espectro de diseño, derivas de piso, análisis no lineal*

ABSTRACT

The objective of a structural design when a building is subjected to a seismic load is to dissipate the energy that enters so that the structure does not collapse after the event. In a conventional design, the energy dissipation is located mainly in the beams, walls and sometimes in the columns of the building. However, this dissipation results in damage to these elements, which can lead to the demolition of the structure after a major event. This research seeks to avoid damage to the structural elements through the incorporation of dissipating seismic systems such as the hysteretic dampers type TADAS, which will capture all the induced energy to the structure by the seism and could be easily replaced after a seismic event. The design was performed on an eight level structure without dissipators, using common methods such as static and dynamic linear modal spectral analysis. After that, the design of the structure was performed including dampers where the modeling of the TADAS dampers was performed and also a static linear, dynamic modal spectral and time-history analysis was made. The time-history analysis was based off three seismic records obtained in the Ecuadorian earthquake that took place on April 16 of 2016. Finally, a performance analysis to the structure with dampers was performed. This allowed us to check the damage that the structure would suffer after an event of great magnitude. The highest design seism for the 3 analysis records was obtained and it was proven that the inelastic drifts are less than the 2% limit imposed by the Ecuadorian Construction Norm of 2015 in the Seismic Danger Resistant Design.

Key Words: *TADAS damper, hysteretic, energy, performance analysis, design spectrum, story drifts, nonlinear analysis.*

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	2
ABSTRACT	3
ÍNDICE GENERAL	4
AGRADECIMIENTO.....	22
AGRADECIMIENTO.....	23
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	24
1.1. ANTECEDENTES	24
1.2. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	25
1.3. OBJETIVOS	26
1.3.1. Objetivo general.....	26
1.3.2. Objetivos específicos.....	26
CAPÍTULO II: SISTEMAS DE CONTROL DE ENERGÍA.....	27
2.1. INTRODUCCIÓN	27
2.2. SISTEMAS DE CONTROL DE LA RESPUESTA DINÁMICA	27
2.2.1. SISTEMAS DE CONTROL ACTIVO.....	28
2.2.2. SISTEMAS DE CONTROL PASIVO.....	29
2.2.3. SISTEMAS DE CONTROL HÍBRIDO	32
2.2.4. SISTEMAS DE CONTROL SEMIACTIVO	32
2.3. DISPOSITIVOS HISTERÉTICOS METÁLICOS	33
2.3.1. Dispositivos ADAS.....	34
2.3.2. Dispositivos TADAS.....	38
2.3.2.1. Amortiguador Honeycomb.....	42
2.3.2.2. Riostras de pandeo restringido (BRB)	44
2.4. VENTAJAS Y DESVENTAJAS	46

CAPÍTULO III: FILOSOFÍA DE DISEÑO DEL SISTEMA DE DISIPACIÓN	48
3.1. INTRODUCCIÓN	48
3.2. CONFIGURACIÓN	49
3.2. FORMAS DE DISIPADORES	51
3.3. COMPORTAMIENTO MECÁNICO	54
3.4. MODELO DEL DISIPADOR TADAS	61
3.5. DISEÑO DE LOS DISIPADORES TADAS	64
3.5.1. DIMENSIONES DE LOS DISIPADORES	64
3.5.2. ENERGÍAS	65
3.5.3. DUCTILIDAD	67
3.5.4. AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE	68
3.5.5. COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO	68
3.5.6. NORMA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA.....	69
3.6. DISEÑO DE DIAGONALES	69
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA SIN Y CON DISIPADORES METÁLICOS.....	71
4.1. INTRODUCCIÓN	71
4.2. NORMAS Y CÓDIGOS UTILIZADOS	72
4.3. ESTADOS DE CARGA	72
4.3.1. CARGA MUERTA.....	72
4.3.2. CARGA VIVA.....	73
4.3.3. CARGA SÍSMICA	74
4.3.3.1. Características de zona	74
4.3.3.2. Espectro elástico de diseño en aceleraciones.....	78
4.3.3.3. Metodología del diseño sismoresistente.....	81

4.3.3.4.	Configuración estructural.....	82
4.3.3.5.	Procedimiento de cálculo de fuerzas sísmicas estáticas	83
4.3.3.6.	Procedimiento dinámico de cálculo de fuerzas sísmicas.....	88
4.4.	COMBINACIONES DE CARGA	93
4.5.	CARGAS APLICADAS	95
4.6.	MATERIALES	96
4.7.	VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES	97
4.7.1.	CRITERIO COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL	97
4.7.2.	DEMANDA – CAPACIDAD DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	99
4.8.	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO SIN DISIPADORES EN EL PROGRAMA ETABS	99
4.8.1.	CONSIDERACIONES EN EL PROGRAMA ETABS.....	100
4.8.2.	DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	102
4.8.3.	ANÁLISIS ESTÁTICO.....	106
4.8.3.1.	Cortante Basal	106
4.8.3.2.	Distribución de fuerzas laterales.....	108
4.8.4.	ANÁLISIS DINÁMICO.....	108
4.8.4.1.	Análisis Modal Espectral.....	108
4.8.4.2.	Control de derivas para el análisis modal espectral.....	109
4.8.4.3.	Análisis paso a paso en el tiempo	110
4.9.	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO CON DISIPADORES EN EL PROGRAMA ETABS	114
4.9.1.	CONSIDERACIONES EN EL PROGRAMA ETABS.....	114
4.9.2.	DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	116

4.9.3. ANÁLISIS ESTÁTICO.....	119
4.9.3.1. Cortante Basal	119
4.9.3.2. Distribución de fuerzas laterales.....	121
4.9.4. ANÁLISIS DINÁMICO.....	122
4.8.4.1. Análisis modal espectral	122
4.8.4.2. Control de derivas para el análisis modal espectral.....	122
4.8.4.3. Análisis paso a paso en el tiempo	123
CAPÍTULO V: ANÁLISIS POR DESEMPEÑO	127
5.1. INTRODUCCIÓN	127
5.2. REGISTROS SÍSMICOS.....	127
5.3. DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA.....	127
5.4. RESULTADOS DEL ANÁLISIS NO LINEAL.	129
5.4.1. VERIFICACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL	129
5.4.2. DERIVAS DE PISO	132
5.4.3. DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS.....	133
5.4.4. CORTANTE BASAL	136
5.4.5. RESPUESTA ENERGÉTICA.....	137
5.4.6. HISTÉRESIS DE LOS DISIPADORES TADAS	140
CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	142
6.1. CONCLUSIONES	142
6.2. RECOMENDACIONES	143
BIBLIOGRAFÍA	145
ANEXOS	148
Anexo 1.....	149
Anexo 2.....	153

Anexo 3.....	174
Anexo 4.....	174
Anexo 5.....	180
Anexo 6.....	186
Anexo 7.....	193
Anexo 8.....	199
Anexo 9.....	202

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Sistemas de control estructural.	28
Figura 2. Edificio con sistema de control activo AMD.....	29
Figura 3. Configuración clásica del TMD y con tanques de agua.....	30
Figura 4. Configuración típica de un disipador VE.	31
Figura 5. Edificio Sendagaya INTES, Tokio, Japón con HMD.....	32
Figura 6. Dispositivo de control semiactivo.	33
Figura 7. Dispositivos tipo ADAS.....	35
Figura 8. Ensayo de la mesa vibratoria.	36
Figura 9. Edificio Wells Fargo, San Francisco, California con dispositivos TADAS...37	
Figura 10. Detalle de la conexión del dispositivo TADAS.....	39
Figura 11. Detalle de un dispositivo TADAS de acero (unidades en mm).....	40
Figura 12. Configuración del ensayo de cargas cíclicas para los dispositivos TADAS.	41
Figura 13. Mecanismo de disipación de energía.	41
Figura 14. Curvas esfuerzo-deformación para los dispositivos TADAS correctamente soldados.....	42
Figura 15. Disipador Honeycomb.	43
Figura 16. Respuesta histerética.....	43
Figura 17. Método de aplicación de los amortiguadores Honeycomb.	44
Figura 18. Descripción general de una riostra de pandeo restringido.	44
Figura 19. Comportamiento histerético de una riostra con y sin restricción al pandeo.	45
Figura 20. Riostras con pandeo restringido instalados en el Centro Médico Santa Clara, Santa Clara, California.....	46

Figura 21. Esquema de instalación de disipadores metálicos en pórticos.	49
Figura 22. Ejemplos de instalaciones de disipadores.....	50
Figura 23. Detalle de conexión empleado.	51
Figura 24. Amortiguadores de energía con sus puntos de fluencia.....	52
Figura 25. Amortiguador ADAS con su curva histerética.	53
Figura 26. Amortiguador TADAS con su curva histerética.	53
Figura 27. Algunas formas del disipador ADAS con su curva de histéresis.	54
Figura 28. Rendimiento de la placa triangular y la placa en X.	55
Figura 29. Distribución de esfuerzos en diferentes etapas de carga.....	57
Figura 30. Idealización de la curva esfuerzo – deformación.	58
Figura 31. Cálculo del momento plástico.	59
Figura 32. Configuración del modelo.....	61
Figura 33. Modelo de histéresis bilineal.	62
Figura 34. Propiedades de rigidez del conjunto.	63
Figura 35. Dimensiones del disipador.	64
Figura 36. Parte de un ciclo de histéresis realizada por un disipador.	66
Figura 37. Energía elástica de un disipador.	67
Figura 38. Zonas sísmicas de Ecuador para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.	74
Figura 39. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.....	79
Figura 40. Vista del edificio en planta y en elevación.....	82
Figura 41. Configuraciones estructurales adoptadas.	83
Figura 42. Espectros de diseño.....	87

Figura 43. Aceleración y espectro del sismo AMNT-E.	90
Figura 44. Aceleración y espectro del sismo AMNT-N.	90
Figura 45. Aceleración y espectro del sismo AGYE-E.	91
Figura 46. Aceleración y espectro del sismo AGYE-N.	91
Figura 47. Aceleración y espectro del sismo AOTA-E.....	92
Figura 48. Aceleración y espectro del sismo AOTA-N.	92

ESTRUCTURA SIN DISIPADORES

Figura 49. Estructura modelada en ETABS	100
Figura 50. Articulaciones utilizadas.	101
Figura 51. Marco seleccionado para comprobaciones de criterios de resistencia...	102
Figura 52. Resultados de columna fuerte – viga débil en ETABS.	103
Figura 53. Resultados del análisis PMM en ETABS.....	105
Figura 54. Dimensiones de la losa en un vano.....	106
Figura 55. Coeficientes de la carga sísmica introducidos en el programa.	107
Figura 56. Espectros escalados del sismo AMNT en ambas direcciones.	110
Figura 57. Espectros escalados del sismo AGYE en ambas direcciones.	111
Figura 58. Espectros escalados del sismo AOTA en ambas direcciones.....	111

ESTRUCTURA CON DISIPADORES

Figura 59. Estructura con disipadores modelada en ETABS	114
Figura 60. Articulaciones utilizadas.	115
Figura 61. Dimensiones del disipador a utilizar.	117
Figura 62. Rigidez y amortiguamiento proporcionado al disipador.....	118
Figura 63. Valores de Cs y k en ETABS.	121

Figura 64. Espectros escalados del sismo AMNT en ambas direcciones.	123
Figura 65. Espectros escalados del sismo AGYE en ambas direcciones.	124
Figura 66. Espectros escalados del sismo AOTA en ambas direcciones.....	124
Figura 67. Consideración de efectos de segundo orden (P- Δ).....	128
Figura 68. Pórtico de análisis.	130
Figura 69. Derivas de piso para el sismo AMNT MCE en dirección Y.....	133
Figura 70. Desplazamientos máximos para el sismo AMNT MCE en dirección Y...	134
Figura 71. Ubicación del Punto 1, vista en planta del último piso de la estructura. .	135
Figura 72. Desplazamiento máximo en el tiempo del punto 1 para el sismo AMNT MCE.	136
Figura 73. Cortante Basal en dirección Y para el sismo AMNT MCE.....	137
Figura 74. Respuesta energética para el sismo AOTA MCE total.....	138
Figura 75. Respuesta energética para el sismo AOTA MCE en dirección X.....	139
Figura 76. Respuesta energética para el sismo AOTA MCE en dirección Y.....	139
Figura 77. Histéresis para TX25 ubicado en el piso 1 en el eje 1 para sismo AMNT DBE.....	140
Figura 78. Histéresis para TY22 ubicado en el piso 5 en el eje H, para el sismo AMNT MCE.	141

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Especímenes de dimensiones del dissipador.	40
Tabla 2. Propiedades mecánicas de los dissipadores.	60
Tabla 3. Propiedades mecánicas de una varilla de acero.	61
Tabla 4. Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas y concentradas.	73
Tabla 5. Valor del factor Z en función de la zona adoptada.	75
Tabla 6. Clasificación de los perfiles de suelo.	76
Tabla 7. Tipo de suelo y factores de sitio F_a	76
Tabla 8. Tipo de suelo y factores de sitio F_d	77
Tabla 9. Tipo de suelo y factores de sitio F_s	78
Tabla 10. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.	81
Tabla 11. Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso.	82
Tabla 12. Coeficientes R para sistemas estructurales duales.	84
Tabla 13. Coeficientes C_t y α para diferentes tipos de estructuras.	85
Tabla 14. Parámetros utilizados para el Espectro	86
Tabla 15. Coeficiente k.	88
Tabla 16. Combinaciones de cargas.	93
Tabla 17. Subdivisión de la combinación 5.	94
Tabla 18. Subdivisión de la combinación 7.	94
Tabla 19. Cargas aplicadas a la estructura.	95
Tabla 20. Propiedades del material de acero.	96
Tabla 21. Propiedades del material de hormigón.	96

ESTRUCTURA SIN DISIPADORES

Tabla 22. Verificación de columna fuerte – viga débil.	103
Tabla 23. Propiedades de las secciones de análisis.	104
Tabla 24. Resultados de verificación demanda capacidad para el pórtico de análisis.	105
Tabla 25. Distribución de fuerzas laterales para el cortante estático	108
Tabla 26. Cortante basal escalado	108
Tabla 27. Análisis modal espectral del edificio.	109
Tabla 28. Cálculo de derivas para el análisis modal espectral, dirección X.	109
Tabla 29. Cálculo de derivas para el análisis modal espectral, dirección Y.	110
Tabla 30. Control de derivas para el sismo AMNT en dirección X.	112
Tabla 31. Control de derivas para el sismo AMNT en dirección Y.	112
Tabla 32. Control de derivas para el sismo AGYE en dirección X.....	112
Tabla 33. Control de derivas para el sismo AGYE en dirección Y.....	113
Tabla 34. Control de derivas para el sismo AOTA en dirección X.....	113
Tabla 35. Control de derivas para el sismo AOTA en dirección Y.....	113

ESTRUCTURA CON DISIPADORES

Tabla 36. Parámetros de diseño del disipador TY24.....	117
Tabla 37. Calculo del coeficiente C	117
Tabla 38. Parámetros de coeficiente Cs.	119
Tabla 39. Factor de reducción de cortante.....	120
Tabla 40. Distribución de fuerzas laterales para el cortante estático	121
Tabla 41. Análisis modal espectral del edificio con disipadores.....	122
Tabla 42. Cálculo de derivas para el análisis modal espectral, dirección X.	122

Tabla 43. Cálculo de derivas para el análisis modal espectral, dirección Y.	123
Tabla 44. Control de derivas para el sismo AMNT en dirección X.	125
Tabla 45. Control de derivas para el sismo AMNT en dirección Y.	125
Tabla 46. Control de derivas para el sismo AGYE en dirección X.....	125
Tabla 47. Control de derivas para el sismo AGYE en dirección Y.....	126
Tabla 48. Control de derivas para el sismo AOTA en dirección X.....	126
Tabla 49. Control de derivas para el sismo AOTA en dirección Y.....	126
Tabla 50. Propiedades de las secciones de análisis.	130
Tabla 51. Resultados para el pórtico de análisis.	132
Tabla 52. Control de derivas para el sismo AMNT MCE en dirección Y.	133
Tabla 53. Desplazamientos máximos para el sismo AMNT MCE en dirección Y....	134
Tabla 54. Respuesta energética para el sismo AOTA MCE.....	138

Cláusulas de Responsabilidad y de Reconocimiento del Derecho de la Universidad para publicar el documento.

UNIVERSIDAD DE CUENCA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



Cláusulas de Responsabilidad y de Reconocimiento del Derecho de la Universidad para publicar el documento.

Cláusulas de derechos de autor

Yo, David Ricardo Villavicencio Astudillo, autor/a del trabajo de titulación "**DISEÑO Y ANÁLISIS POR DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO CON DISIPADORES HISTERÉTICOS METÁLICOS**", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este, requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor/a.

Cuenca, Octubre de 2016



David Ricardo Villavicencio Astudillo

C.I: 0104146733

David Ricardo Villavicencio Astudillo.
Pablo Hernán Zúñiga Galarza.

- 16 -

Cláusula de propiedad intelectual

UNIVERSIDAD DE CUENCA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



Cláusula de propiedad intelectual

Yo, David Ricardo Villavicencio Astudillo, autor/a del trabajo de titulación **“DISEÑO Y ANÁLISIS POR DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO CON DISIPADORES HISTERÉTICOS METÁLICOS”**, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, Octubre de 2016



David Ricardo Villavicencio Astudillo

C.I: 0104146733

David Ricardo Villavicencio Astudillo.
Pablo Hernán Zúñiga Galarza.

- 17 -

Cláusulas de derechos de autor

UNIVERSIDAD DE CUENCA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



Cláusulas de derechos de autor

Yo, Pablo Hernán Zúñiga Galarza, autor/a del trabajo de titulación **"DISEÑO Y ANÁLISIS POR DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO CON DISIPADORES HISTERÉTICOS METÁLICOS"**, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este, requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor/a.

Cuenca, Octubre de 2016



Pablo Hernán Zúñiga Galarza

C.I: 1400567390

David Ricardo Villavicencio Astudillo.
Pablo Hernán Zúñiga Galarza.

- 18 -

Cláusula de propiedad intelectual

UNIVERSIDAD DE CUENCA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



Cláusula de propiedad intelectual

Yo, Pablo Hernán Zúñiga Galarza, autor/a del trabajo de titulación **"DISEÑO Y ANÁLISIS POR DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO CON DISIPADORES HISTERÉTICOS METÁLICOS"**, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, Octubre de 2016



Pablo Hernán Zúñiga Galarza

C.I: 1400567390

David Ricardo Villavicencio Astudillo.
Pablo Hernán Zúñiga Galarza.

- 19 -

DEDICATORIA

El presente trabajo dedico a todas las personas que me apoyaron en el trayecto de mi carrera universitaria, familia, amigos y profesores que de una u otra manera me ayudaron a realizarme como persona, especialmente a mis padres Jaime y Cecilia, a mi hermano José Antonio, mis abuelos José y Blanca quienes me han brindado su apoyo en todo momento. De manera muy especial, este trabajo lo dedico a mi madre, Cecilia, quien ha sido el pilar de mi vida, me ha apoyado incondicionalmente en las decisiones que he tomado, me ha dado las fuerzas necesarias para atravesar circunstancias adversas de la vida, es a quien debo las gracias de todo lo que soy y todo lo que tengo, es quien ha estado siempre conmigo esperando verme triunfar, es la persona a quien amo infinitamente y quien más se merece este logro alcanzado.

David Villavicencio

DEDICATORIA

Este trabajo dedico principalmente a mi hija y esposa Jennifer que han estado apoyándome en todos los momentos y han sido la razón para superarme y buscar mejores días, a mi mamá, abuelos y hermana que han sido un respaldo a lo largo de mi vida enseñándome a luchar por mis sueños y apoyándome en todo sentido, a mis suegros que siempre han estado pendiente de mi familia y a mis amigos que me han apoyado y me han dado ánimos para seguir adelante.

Pablo Zúñiga.

AGRADECIMIENTO

Mi mayor agradecimiento es a Dios por darme la posibilidad de cumplir mi sueño, a mis padres que me han respaldado todos los momentos de mi vida en especial los más difíciles y críticos. Agradezco especialmente al Ing. Francisco Flores, PhD. por toda la ayuda y guía brindada en el desarrollo del trabajo y por enriquecernos con sus conocimientos como docente. A mis amigos que me han apoyado de alguna manera. A mis compañeros que me han apoyado en este largo trayecto universitario. Y en fin, a todas las personas que ha sido una parte importante en mi vida.

David Villavicencio

AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer primeramente a Dios, por permitirme que uno de mis sueños se haga realidad, también a toda mi familia por el apoyo incondicional que me han brindado y de una manera especial agradecer al Ing. Francisco Flores por todos sus conocimientos transmitidos hacia nosotros.

Pablo Zúñiga.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES

En las últimas décadas, la mayoría de las estructuras han sido construidas en base a un diseño por capacidad, en el cual la energía generada por un evento sísmico es disipada por los elementos estructurales como vigas, muros y columnas. Los daños ocasionados a estos, conllevan en muchas ocasiones a la inactividad de la estructura, resultando una pérdida económica por los costos de reparación y de funcionalidad del mismo. Todos estos problemas han hecho inminente la búsqueda de diversas técnicas en el diseño sismo-resistente tales como: los mecanismos de disipación de energía, aislamiento de base y control activo (Soong & Spencer, 2002). Estas técnicas, relativamente nuevas, parten de la premisa de que no toda la fuerza sísmica debe resistirse elásticamente por la estructura principal, sino que puede recurrirse a estos métodos para conseguir que entre menor cantidad de energía al sistema o, alternativamente, que la cantidad de energía que ya ha entrado se disipe utilizando distintos dispositivos y mecanismos propios de disipación que aseguren que la estructura sufra los menores daños posibles. Los efectos de la incorporación de estas técnicas a un sistema estructural han sido ampliamente estudiados desde el inicio de las investigaciones sobre el tema y ha sido puesto a prueba en sismos reales ocurridos en los últimos años, como por ejemplo los sismos de Northridge (1994) y Kobe (1995). De estos eventos sísmicos resultaron una gran cantidad de estructuras colapsadas, debido a rotulas plásticas generadas en columnas, a diferencia de estructuras que poseían un sistema de aislamiento sísmico o de disipación de energía que demostraron un comportamiento satisfactorio.

En la década de los 70 se inicia con el estudio de métodos de disipación de energía por medio de la fluencia de dispositivos metálicos. Este tipo de investigaciones han tenido gran auge en países como Nueva Zelanda, Japón y Estados Unidos (Skinner, Tyler, Heine, & Robinson, 1980; Soong & Spencer, 2002); mientras que en Latinoamérica, países como México, Chile y Perú empiezan a incursionar en el uso de esta nueva técnica (Grajales Vargas, 2003; Vidal, 2008).

Los sistemas de disipación metálicos aprovechan el comportamiento histerético de los metales cuando son deformados en el rango post-fluencia.

Una gran variedad de dispositivos han sido utilizados aprovechando el comportamiento inelástico por flexión o corte. Las características particularmente deseables de estos sistemas recaen en el comportamiento histérico estable, confiable a largo plazo y por lo general ofrecen una buena resistencia ante los factores ambientales y de temperatura (M. Constantinou, Soong, & Dargus, 1998; M. C. Constantinou, Soong, & Dargush, 1998). Otro aspecto importante de los disipadores metálicos es su economía, ya que estos pueden ser fabricados a partir de 3 planchas de acero dulce de diversas formas y configuraciones (Villareal Castro & Oviedo Sarmiento).

En la actualidad existe una amplia gama de dispositivos metálicos de disipación de energía, entre ellos los más importantes se puede mencionar a: los arriostramientos de pandeo restringido (BRB), dispositivos tipo ADAS, TADAS, Honeycomb, dispositivos de rolado en forma de U, etc. Algunos de estos dispositivos han sido experimentados con resultados muy favorables que se encuentran publicados en algunos trabajos (Tsai, Chen, Hong, & Su, 1993; Whittaker, Bertero, Thompson, & Alonso, 1991).

En el presente trabajo se hará una reseña bibliográfica de estos dispositivos para luego utilizar disipadores de energía metálicos, tipo TADAS en un ejemplo aplicado. El objetivo de los disipadores es reducir la vulnerabilidad de las edificaciones ante la acción de eventos sísmicos, disipando de una mejor manera la energía proporcionada por estos eventos.

1.2. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

La necesidad de realizar este trabajo es debido al potencial riesgo de los eventos sísmicos ocurridos recientemente en nuestro país, en particular en la región costanera. Se opta por un trabajo con una tecnología moderna en la cual la ingeniería sísmica alrededor del mundo ha enfocado sus esfuerzos en investigar e implementar técnicas para mitigar la amenaza de los sectores más vulnerables a sismos. Es por ello que surgen los disipadores de energía, que además de incorporar una filosofía de diseño sismo resistente, se establece y estudia alternativas de mejoramiento del desempeño sísmico de edificios. Es importante considerar criterios de ocupación inmediata y operatividad continua de estructuras de uso especial como son los casos

de centros de educación, estaciones de bomberos, estaciones de policías, hospitales; los cuales deberán estar en la capacidad de ofrecer sus servicios de manera inmediata luego de un terremoto. Dichas estructuras, son el pilar fundamental en la recuperación de una ciudad o comunidad luego de un evento catastrófico, como se pudo constatar en la provincia de Manabí cuando ocurrió el terremoto del 16 de abril del año en curso, que ocasionó tanto pérdidas materiales como humanas. Debido a esto se realiza el presente trabajo, como una alternativa en el diseño de edificaciones que a más de prevenir el colapso de estructuras las mismas puedan ser utilizadas sin tener que hacer mayores reparaciones a la misma. .

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo general

Diseñar y realizar un análisis por desempeño de una estructura de acero de 8 pisos con la incorporación de disipadores metálicos para reducir la respuesta sísmica del edificio.

1.3.2. Objetivos específicos

- Mostrar una metodología para el análisis y diseño de edificaciones con dispositivos pasivos de disipación de energía.
- Realizar una guía de diseño de estructuras con disipadores metálicos.
- Aplicación del software ETABS para el diseño de edificaciones.
- Realizar un análisis por desempeño.
- Dar recomendaciones para el uso de disipadores metálicos en futuros diseños estructurales.

CAPÍTULO II: SISTEMAS DE CONTROL DE ENERGÍA

2.1. INTRODUCCIÓN

El desempeño aceptable de una estructura se basa en que el sistema resistente de fuerza lateral sea capaz de absorber y disipar la energía que ingresa en dicha estructura durante un evento sísmico. En un diseño por capacidad, la disipación de energía ocurre en las rotulas plásticas, que son regiones de daño concentrado del pórtico que forma parte del sistema sismo resistente, detalladas principalmente en las vigas y pueden formarse en las columnas. Como consecuencia de los daños que pueden sufrir estos elementos, en muchas ocasiones, la estructura es irreparable. Este tipo de diseño en la actualidad es el más utilizado pues cumple con consideraciones económicas, y asegura la vida de los ocupantes del edificio pues el único objetivo es el prevenir el colapso de la estructura. Sin embargo el daño de la misma no es considerado en el diseño.

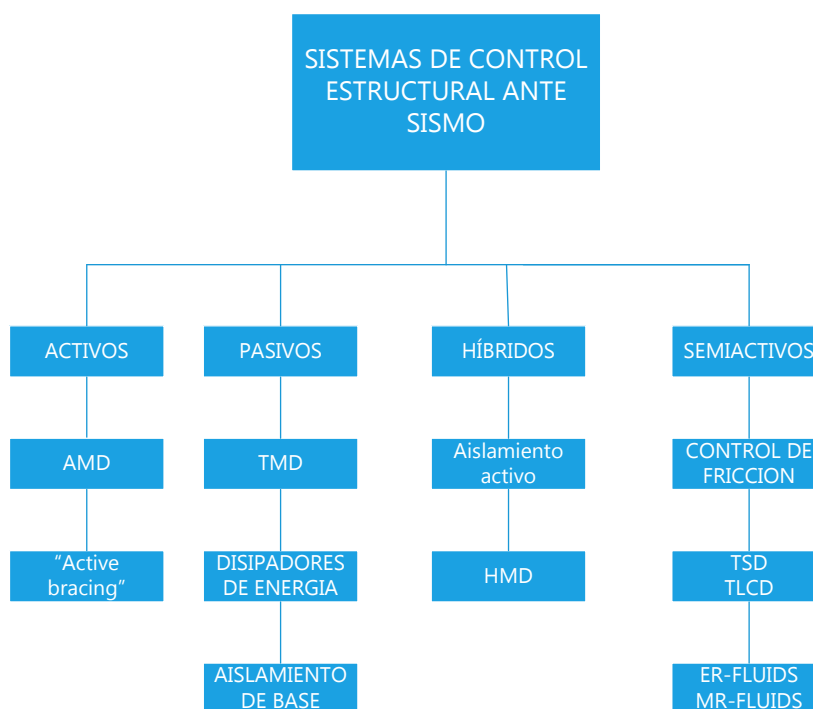
Existen estructuras para las cuales el diseño convencional no es apropiado y se necesita garantizar el funcionamiento de esta luego de un evento sísmico, como estructuras por concesión del propietario, hospitales, escuelas, estaciones de policía, etc. Para esto se han desarrollado procedimientos de diseño alternativo que incorporan sistemas de protección sismoresistente en la estructura, dichos sistemas pueden ser de aislamiento sísmico o dispositivos suplementarios de disipación de energía. En este capítulo se hará una breve síntesis de los distintos sistemas de control de respuesta para después hacer una revisión bibliográfica de los dispositivos histeréticos metálicos los cuales son el centro de estudio de este trabajo.

2.2. SISTEMAS DE CONTROL DE LA RESPUESTA DINÁMICA

El diseño de un edificio se realiza en base a fuerzas gravitacionales, cuyas cargas son determinadas mediante cálculos en base al peso propio y los requerimientos de ocupación de la estructura, a esto se añaden fuerzas laterales dadas por el viento y sismos que deben ser consideradas para obtener un diseño óptimo de la estructura.

Se han propuesto varias innovaciones para la protección estructural, estrategias que consisten en la incorporación de elementos externos a la estructura para controlar la respuesta dinámica, esta parte se conoce bajo el concepto del control estructural.

El control estructural se plantea como alternativa al diseño sismo resistente convencional, el cual está basado en sistemas de control activos, semiactivos, pasivos e híbridos, que se subdividen tal y como se muestra en la Figura 1. El objetivo es controlar los desplazamientos de la estructura mediante modificaciones de las propiedades dinámicas del edificio utilizando dispositivos mecánicos que disipen la energía que ingresa al sistema y el control con dispositivos que ejerzan fuerzas para contrarrestar la acción sísmica.



*Figura 1. Sistemas de control estructural.
(Soong & Spencer, 2002; Villareal Castro & Oviedo Sarmiento).*

2.2.1. SISTEMAS DE CONTROL ACTIVO

Los sistemas de control activo se conforman del siguiente mecanismo:

- Sensores dentro de la estructura que miden las variables correspondientes a la excitación externa, o de variables de la respuesta estructural, o de ambos tipos.

- Sistemas controladores que se basan en las medidas de los sensores y calculan la fuerza que debe ser aplicada por los actuadores para contrarrestar los efectos sísmicos.
- Actuadores que generalmente son alimentados por fuentes de energía externa para ejercer fuerzas.

Un ejemplo de sistemas de control activo es el Active Mass Damper (AMD) (Figura 2), el cual consiste en una masa auxiliar móvil, cuya masa representa a un porcentaje menor al 1% de la masa total de la estructura, donde su objetivo es que la fuerza inercial que representa la masa oscilante contrarreste los efectos del sismo y reduzca la respuesta estructural. Este dispositivo se coloca en uno de los últimos pisos del edificio (Lafontaine Roth, 2008).

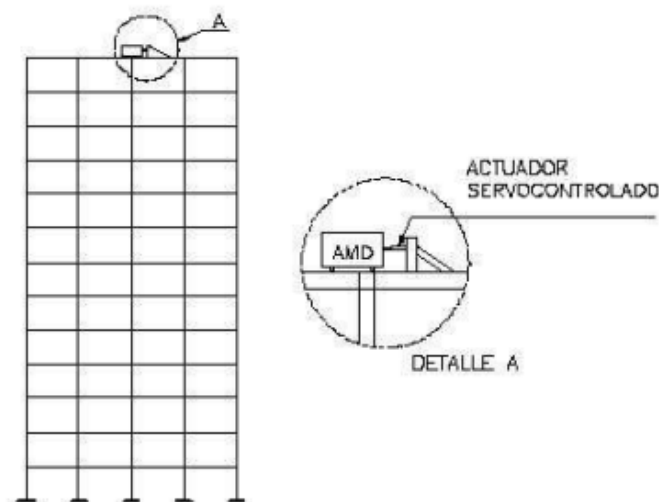


Figura 2. Edificio con sistema de control activo AMD.

(Villareal Castro & Oviedo Sarmiento)

2.2.2. SISTEMAS DE CONTROL PASIVO

Los sistemas de control pasivo son dispositivos de carácter reactivo, cuya respuesta no se controla y depende únicamente de las condiciones de trabajo en las que se encuentra la estructura, alterando las propiedades dinámicas del edificio y ocasionando una reducción de su respuesta estructural con ciertas ventajas económicas. Estos sistemas de control son los más sencillos, debido a que no necesitan de ningún tipo de energía externa para su funcionamiento, entonces su

funcionamiento óptimo no está condicionado a una fuente de energía que puede tener problemas con la presencia de un sismo de gran magnitud (Lafontaine Roth, 2008). Se los puede clasificar en: sistemas de control pasivo con aislamiento en la base, control pasivo con inerciales acoplados y control pasivo con disipadores de energía (Villareal Castro & Oviedo Sarmiento).

Un ejemplo del control pasivo con aislamiento en la base es el Tuned Mass Damper (TMD) generalmente se instala en la parte superior de los edificios y consta de los siguientes componentes: un oscilador de un grado de libertad, un mecanismo de muelle y un mecanismo de amortiguamiento, tal como se muestra en la Figura 3.

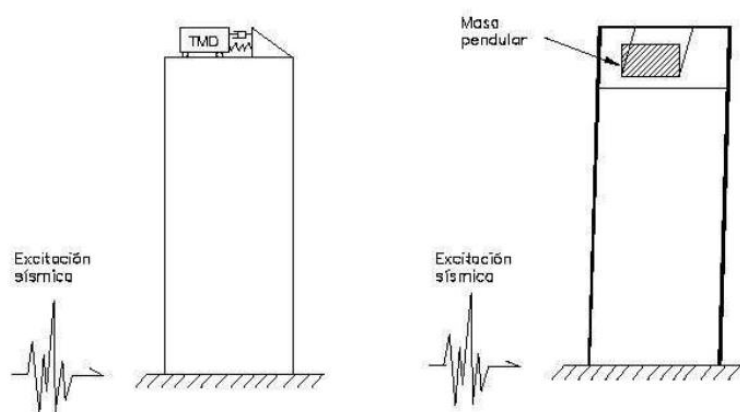


Figura 3. Configuración clásica del TMD y con tanques de agua.

(Villareal Castro & Oviedo Sarmiento)

La masa y la rigidez del muelle, se determina de tal manera que la frecuencia de oscilación sea igual a la frecuencia fundamental de la estructura. La mayor desventaja que presentan es que requieren de una gran cantidad de masa y necesitan de un amplio espacio para su instalación, para solucionar este problema se propone el uso de tanques de agua para ser usados como masas pendulares (Figura 3). Se pueden presentar también situaciones negativas en las que el edificio salga de su periodo natural, como por ejemplo durante sismos severos la estructura puede comportarse plásticamente alargando los periodos de la misma, lo que puede llevar a una pérdida de sintonía con el periodo del TMD (Villareal Castro & Oviedo Sarmiento).

La disipación de energía se puede conseguir con la colocación de elementos adicionales que reduzcan las deformaciones producidas por cargas laterales, cuyo principal objetivo es disipar la mayor cantidad de energía posible, a diferencia de los

diseños estructurales convencionales donde se busca aumentar la resistencia de la estructura (Lama Chong, 2013). A los disipadores de energía se los puede clasificar en disipadores histeréticos metálicos y los de comportamiento viscoelástico. Los histeréticos metálicos cambian la energía de entrada del sismo en energía térmica a través de la histéresis plástica del metal. Estos dispositivos son dependientes del desplazamiento relativo y se basan como ya se había mencionado en, la plastificación de metales por flexión, cortante o extrusión y los de fricción entre superficies. Los disipadores con comportamiento viscoelástico convierten la energía de entrada del sismo en energía térmica a través de la deformación de un líquido viscoso, dependen fundamentalmente de la velocidad y se basan en sólidos viscoelásticos, fluidos conducidos a través de orificios y fluidos viscoelásticos (Avilés Salazar, 2001; Villareal Castro & Oviedo Sarmiento).

Un ejemplo de disipadores viscoelásticos consiste en chapas metálicas unidas con finas capas de material viscoelástico como se muestra en la Figura 4. La disipación de energía se da mediante el aumento del amortiguamiento en la estructura. Estos amortiguadores están comprendidos por 2 o más capas de material con una configuración tipo sándwich, el material usado en los amortiguadores son polímeros altamente disipativos que tienen comportamiento viscoelástico (Avilés Salazar, 2001; Soong & Spencer, 2002; Villareal Castro & Oviedo Sarmiento)

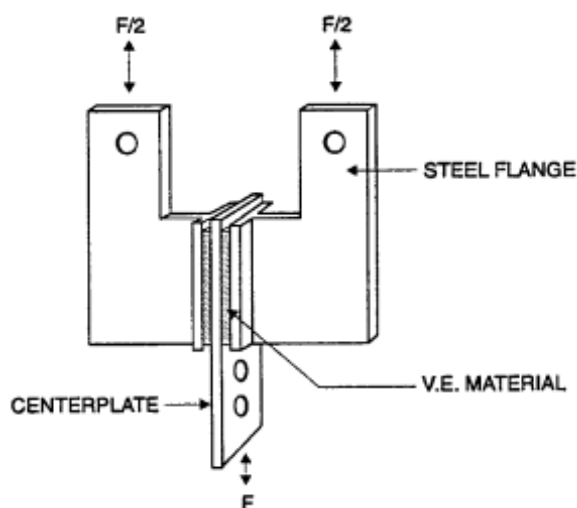


Figura 4. Configuración típica de un disipador VE.
(Soong & Spencer, 2002)

En el subcapítulo 2.3 se hará énfasis en los dispositivos metálicos de disipación de energía, los cuales son el tema de estudio de este trabajo.

2.2.3. SISTEMAS DE CONTROL HÍBRIDO

Los sistemas de control híbrido son una combinación de los sistemas activos y pasivos, ya que el control se da por medio de la actuación de un dispositivo pasivo, estos sistemas muestran mejoras respecto a los pasivos ya que en caso de falla del componente activo, el sistema pasivo sigue ejerciendo las funciones de control y además la energía requerida para el funcionamiento del sistema es menor.

Los más utilizados son los Hybrid Mass Damper (HMD) (Figura 5), los cuales son una combinación de un sistema pasivo TMD y un actuador de control activo. La capacidad de este dispositivo para reducir la respuesta estructural recae principalmente en el movimiento natural del TMD (Soong & Spencer, 2002). Las fuerzas del actuador son aplicadas para mejorar la eficiencia del HMD y para incrementar su robustez frente a cambios en las propiedades dinámicas de la estructura.

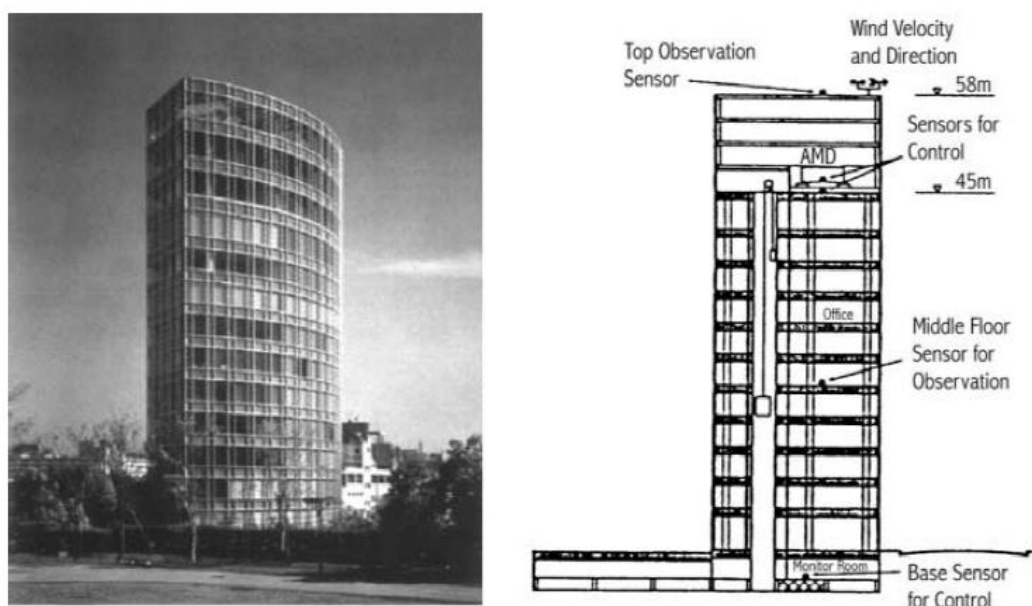


Figura 5. Edificio Sendagaya INTES, Tokio, Japón con HMD.

(Higashino & Aizawa, 1993)

2.2.4. SISTEMAS DE CONTROL SEMIACTIVO

Los sistemas de control semiactivo (Figura 6), se basan principalmente en la adaptabilidad del control activo y la confiabilidad del pasivo (Lafontaine Roth, 2008).

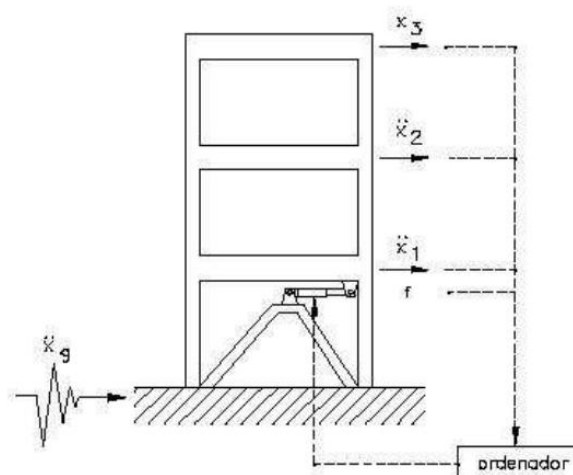


Figura 6. Dispositivo de control semiactivo.

(Villareal Castro & Oviedo Sarmiento)

Estos sistemas tienen un funcionamiento similar a los activos, con la diferencia que el control se obtiene a través de un dispositivo de carácter reactivo, cuyas propiedades mecánicas de rigidez o amortiguamiento son controlables, permitiendo modificar las propiedades dinámicas de la estructura a reducidos costos energéticos. Ciertos dispositivos trabajan incluso con energía que proviene de baterías, lo cual es de suma importancia en caso de sismos severos donde la fuente principal de energía puede fallar (Soong & Spencer, 2002).

Algunas técnicas de control empleadas por los sistemas semiactivos son:

- Fricción variable.
- El movimiento de masas de líquido en el interior de tanques (Tuned Sloshing Dampers) o columnas dentro del edificio (Tuned Liquid Column Dampers).
- Incorporación de dispositivos hidráulicos de rigidez o amortiguamiento variable.
- Amortiguadores con fluidos de viscosidad controlable a partir de campos eléctricos o magnéticos.

2.3. DISPOSITIVOS HISTERÉTICOS METÁLICOS

Los disipadores de tipo histeréticos usan generalmente la plasticidad del acero para disipar la energía que ingresa al sistema a través del sismo. El acero es el metal más empleado en disipadores debido a que proporciona diferentes características como: las posibilidades constructivas que ofrece, su bajo costo, su elevada ductilidad y su

capacidad de no deteriorarse en largos periodos de tiempo (Avilés Salazar, 2001; Villareal Castro & Oviedo Sarmiento). Estos mecanismos dan la ventaja de tener una gran capacidad de amortiguamiento desde un volumen del dispositivo relativamente pequeño. Los efectos de amortiguamiento dependen del nivel sísmico y de la razón de la fuerza total de los amortiguadores instalados en el edificio al peso total de la estructura, que generalmente la fuerza de amortiguamiento equivale a un 2% del peso total de la estructura (Avilés Salazar, 2001).

Se han realizado varias pruebas experimentales con el acero concluyendo que para reducir la respuesta estructural, es preferible disipar energía a partir de bajos rangos de fuerza y desplazamiento, por lo que se han ensayado disipadores con acero de bajo limite elástico y gran capacidad de alargamiento en relación a los aceros de construcción convencionales y de determinadas aleaciones de aluminio (Villareal Castro & Oviedo Sarmiento). En este capítulo se describirán los disipadores histeréticos de mayor importancia, los cuales son:

- Dispositivos ADAS
- Dispositivos TADAS
- Amortiguador Honeycomb
- Riostras de pandeo restringido (BRB)

2.3.1. Dispositivos ADAS

El dispositivo tipo ADAS (Added Damping And Stiffness) está formado por un conjunto de placas de acero en paralelo, de espesor constante y sección variable en forma de X, que se plastifican a flexión. El número de placas de acero es variable, permitiendo ajustar al disipador a las necesidades de la estructura en la cual es colocado (Avilés Salazar, 2001; Villareal Castro & Oviedo Sarmiento). La ventaja principal de la placa en forma de X es que cuando es deformada, la deformación de ésta es uniforme sobre la altura, entonces cuando se deforma dentro de su rango plástico, la fluencia es uniformemente distribuida sobre la altura de la placa.

Las placas están empernadas en ambos extremos impidiendo la rotación (Figura 7), de forma que un desplazamiento relativo entre estos en dirección perpendicular al

plano de la placa produce una distribución de momentos flectores lineales, simétricos y con doble curvatura (Avilés Salazar, 2001; Villareal Castro & Oviedo Sarmiento).

Los dispositivos ADAS generalmente se instalan en estructuras de pórtico, las placas se diseñan para disipar energía por deformaciones de fluencia en flexión (Palazzo & Crisafulli, 2004).

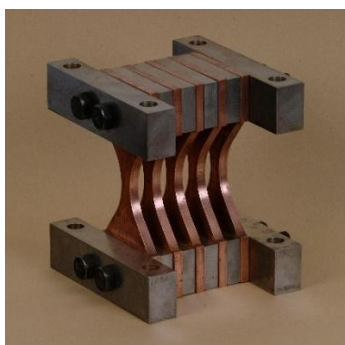


Figura 7. Dispositivos tipo ADAS.

(Lama Chong, 2013)

Un ensayo aplicado a este dispositivo fue la prueba de la mesa de vibratoria, realizado en la Universidad de California en 1988 (Whittaker et al., 1991), con el propósito de determinar la eficacia de los dispositivos para aplicaciones sísmicas en general y específicamente para la mejora de marcos flexibles. La prueba se llevó a cabo para mejorar las condiciones de un marco de tres pisos (Figura 8), el marco fue diseñado originalmente como una pequeña estructura en donde se incluyeron siete dispositivos ADAS en el primer piso, seis en el segundo y cuatro en el tercero, los resultados de este ensayo mostraron que los dispositivos ADAS fueron capaces de alcanzar una extensa serie de cargas cíclicas y mejorar el comportamiento de respuesta del marco debido a: 1) el aumento de la rigidez, 2) el aumento de la fuerza y 3) el incremento significativo de la capacidad de disipación de energía (Perry, Fierro, Sedarat, & Scholl, 1993; Whittaker et al., 1991).

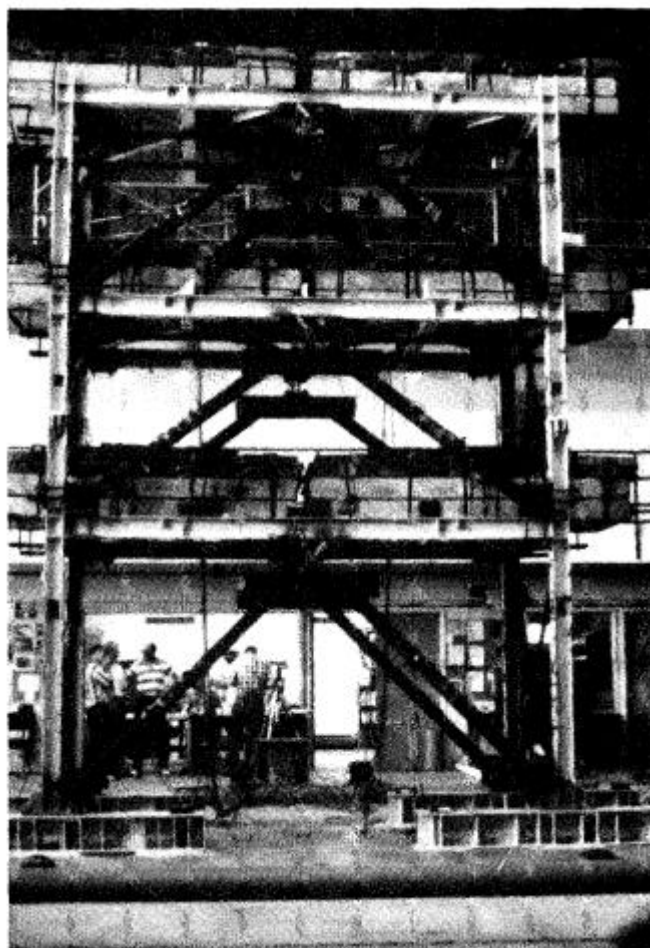


Figura 8. Ensayo de la mesa vibratoria.

(Whittaker et al., 1991)

La aplicación a casos reales en las últimas décadas se basa en la refacción con dispositivos ADAS a edificios que han sufrido daños estructurales por eventos sísmicos, como el caso del primer edificio en Estados Unidos que incorporó dispositivos ADAS para reducir la respuesta sísmica (ver Figura 9). El edificio Wells Fargo, construido en el año 1967 en la ciudad de San Francisco, California, está compuesto de 2 pisos y un entresuelo, todo construido en la parte superior de un garaje de estacionamiento que ocupa una cuadra completa. En el año 1989 el sismo de Loma Prieta causó daño estructural y no estructural moderado en el edificio, entonces como estrategia de refaccionamiento se establecieron varios objetivos de diseño entre los cuales se buscaba limitar las fuerzas laterales y las máximas deflexiones de techo durante un sismo de diseño, para esto la solución elegida fue la incorporación dispositivos TADAS en los 2 pisos, colocados en la parte superior de

los contravientos chevron, alrededor del perímetro del edificio y expuestos al interior de las oficinas como se muestra en la Figura 9. El hecho de colocar los dispositivos expuestos al interior de las oficinas fue debido a facilidades de inspección de los mismos y de un posible reemplazo en caso de un evento sísmico (Avilés Salazar, 2001; Perry et al., 1993).



Figura 9. Edificio Wells Fargo, San Francisco, California con dispositivos ADAS.

(Perry et al., 1993)

Otros casos de edificios refaccionados con dispositivos ADAS son, el edificio Izazaga #38-40, el edificio del Hospital de Cardiología y el edificio La Reforma #476, todos ubicados en Ciudad de México y afectados por el terremoto de México de 1985 (Martínez-Romero, 1993).

En general el dispositivo ADAS provee una sustancial cantidad de amortiguamiento a la estructura original que es beneficioso para reducir el espectro de aceleraciones y por tanto las fuerzas sísmicas. Los dispositivos ADAS incrementan la rigidez de la estructura y por consiguiente se reduce el periodo de la misma, reduciendo las deformaciones y el daño en sí a la misma (Avilés Salazar, 2001).

2.3.2. Dispositivos TADAS

Como los dispositivos ADAS son atornillados entre sí a través de dos extremos de cada placa, la rigidez del dispositivo es sensible a la tensión de los pernos y, en general la rigidez obtenida es menor a la que resulta asumiendo ambos extremos fijos (Tsai et al., 1993), a esto se busca una solución cambiando la geometría del dispositivo, resultando los dispositivos TADAS (Triangular Added Damping And Stiffness), los cuales al igual que los dispositivos tipo ADAS, está conformado por un conjunto de placas triangulares de acero y de espesor constante. La base de cada placa esta soldada a otra placa rígida, tomándose una condición de empotramiento, mientras que el otro extremo asegura el movimiento libre en la dirección vertical. Con un desplazamiento relativo entre extremos de la placa perpendicular a su plano, se obtiene la plastificación por flexión por curvatura simple (Aguilar, Mora, & Rodríguez, 2016; Avilés Salazar, 2001; Villareal Castro & Oviedo Sarmiento). El amortiguador da resistencia horizontal para cualquier deriva de piso, mediante deformación por flexión de las placas individuales. Para sismos leves, se diseña el dispositivo para que trabaje en el rango elástico, mientras que para sismos fuertes las placas tienen deformaciones inelásticas disipando así una porción de la energía de entrada. El número y dimensiones de las placas, de igual manera que los tipo ADAS se determina según la demanda de una aplicación en particular (Palazzo & Crisafulli, 2004).

La característica más importante de los dispositivos tipo TADAS es que el efecto de cargas gravitatorias se puede separar completamente del disipador, usando agujeros ranurados verticales en la conexión disipador-contraviento como se muestra en la Figura 10, entonces para grandes deformaciones los desplazamientos verticales en ese extremo no se ven restringidos, por lo que se produce únicamente plasticidad por flexión y la respuesta inelástica del dispositivo sería altamente predecible (Palazzo & Crisafulli, 2004; Tsai et al., 1993).

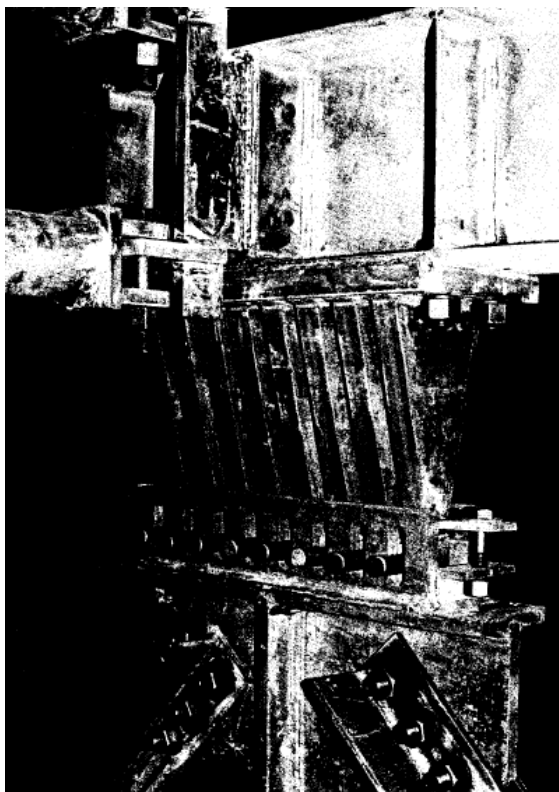


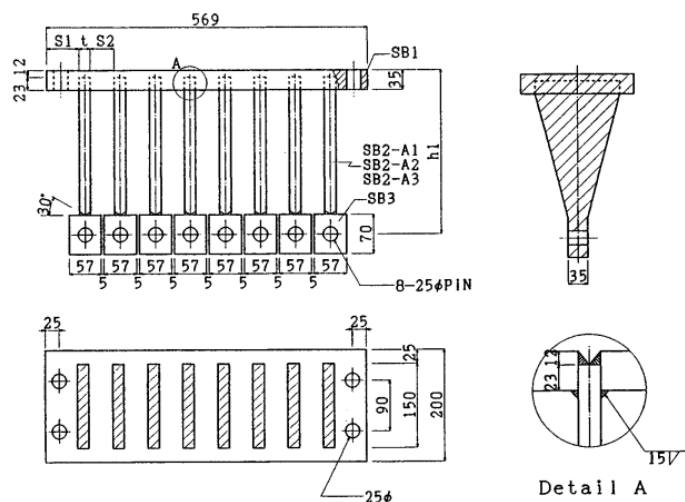
Figura 10. Detalle de la conexión del dispositivo TADAS.

(Tsai et al., 1993)

Se han realizado investigaciones experimentales (Tsai et al., 1993), para las cuales el dispositivo TADAS a ensayar consiste en placas triangulares de acero ASTM A36, soldadas a una placa de base común como se muestra en la Figura 11. De esta manera se tiene once tipos de dispositivos TADAS de diferentes altura, ancho y espesor, tal y como se muestra en la Tabla 1, donde F_y y F_u hacen referencia a la fuerza de fluencia y última respectivamente.

(Tsai et al., 1993)

TADAS	t	h	b	N	Δy	F_y	F_u
Dispositivos	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(KN)	(KN)
1A1	20	130.2	150	8	1.06	182.4	273.6
1A2	20	219.5	150	8	2.88	107.9	161.85
1A3	20	305	150	8	5.48	77.5	116.25
1B1	35	189	150	8	1.2	357	535.5
0B2	35	304	150	8	3.11	222.6	333.9
1B2	35	304	150	8	3.11	222.6	333.9
1B3	35	414.5	150	8	5.8	162.8	244.2
2B2	36.1	304	133.3	8	3.11	210	315
3B2	36	304	133.3	5	3.11	130.7	196.05
1C1	36	325	177.6	8	3.6	260.2	390.3
1C2	36	325	178.5	5	3.6	163.5	245.25



(Palazzo & Crisafulli, 2004; Tsai et al., 1993)

El ensayo fue constituido como se muestra en la Figura 12, donde cada extremo de las placas triangulares fue conectado a una viga horizontal a través de los orificios ranurados verticales. La viga horizontal se conecta un actuador hidráulico servo-controlado y se aplican desplazamientos cíclicos al modelo.

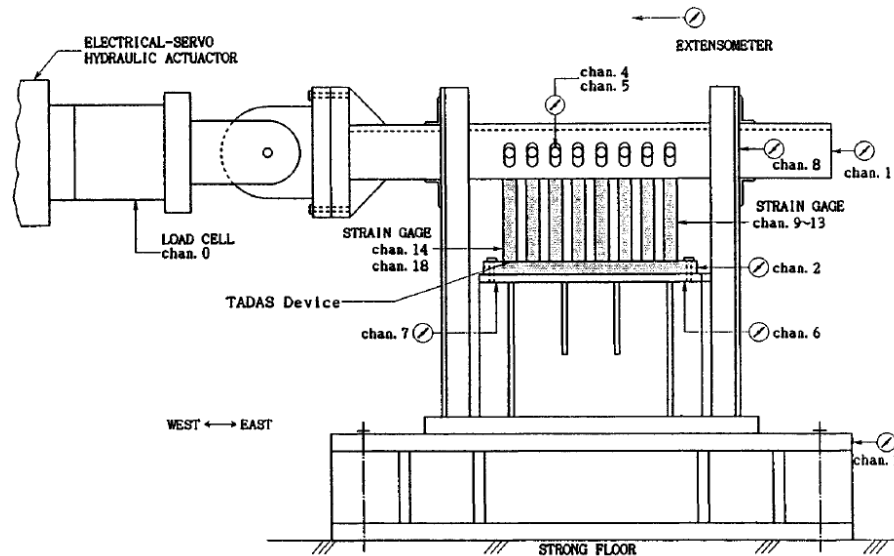


Figura 12. Configuración del ensayo de cargas cíclicas para los dispositivos TADAS.

(Tsai et al., 1993)

Los resultados del ensayo fueron obtenidos en función de la demanda rotacional γ_p que se obtiene como se muestra en la Figura 13, donde se puede apreciar que la demanda rotacional inelástica del TADAS crece si se disminuye la altura de las placas. Cuando se alcanza una deriva de ± 0.02 radianes en un evento sísmico severo, una demanda rotacional de ± 0.20 radianes es muy probable para una relación H/h igual a 10.

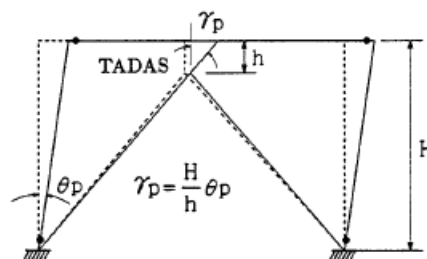


Figura 13. Mecanismo de disipación de energía.

(Tsai et al., 1993)

Las curvas de esfuerzo-deformación se muestran en la Figura 14, donde se puede ver que dispositivos TADAS correctamente soldados pueden soportar un gran número de cargas cíclicas sin ningún tipo de reducción de rigidez o resistencia. El espécimen OB2 no tuvo resultados positivos debido a que el método de soldadura aplicado en este dispositivo no fue de igual eficiencia al utilizado en los otros especímenes. La

capacidad rotacional de un dispositivo TADAS ensayado es generalmente mayor a ± 0.25 radianes bajo cargas cíclicas incrementales. Se puede ver también en la Figura 14 que la rigidez elástica calculada de los dispositivos TADAS ensayados es muy predecible considerando únicamente deformaciones por flexión. Es evidente que bajo cargas cíclicas incrementales los efectos de endurecimiento por deformación son más pronunciados cuando se producen grandes deformaciones en el dispositivo (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011; Tsai et al., 1993).

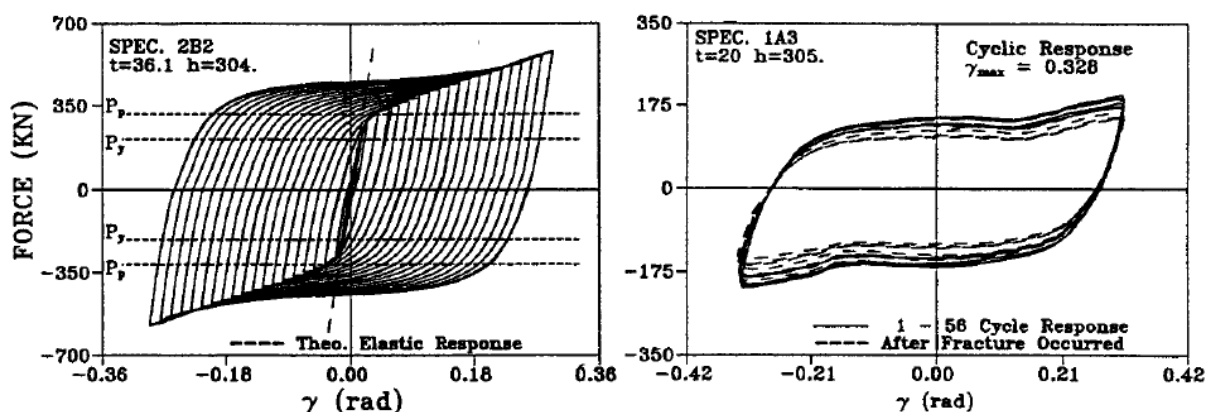


Figura 14. Curvas esfuerzo-deformación para los dispositivos TADAS correctamente soldados.
(Tsai et al., 1993)

Este dispositivo, será usado para el diseño del edificio provisto de los disipadores, para ello más adelante se estudiara su comportamiento y los parámetros necesarios que se requiere para el adecuado diseño de los mismos.

2.3.2.1. Amortiguador Honeycomb

Es un amortiguador de placa de acero con varias aberturas en forma de rejillas en el medio del mismo (Figura 15), actuando en una sola dirección. Su geometría tiene como objeto una plastificación que sea lo más uniforme posible en la zona disipativa.

Este dispositivo utiliza como mecanismo disipador la deformación relativa entre los miembros estructurales principales para que de esta manera la deformación del amortiguador disipe la energía de vibración reduciendo así el movimiento de la respuesta dinámica. La forma del amortiguador es diseñada para tener una rigidez elevada y una capacidad de disipación de la energía que induce a la deformación plástica alrededor de todo el cuerpo del amortiguador homogéneamente (Avilés Salazar, 2001), sin embargo se debe tomar en cuenta que la fabricación de estas

placas resulta más trabajosa que las placas tipo ADAS y TADAS que tienen una forma más simple.

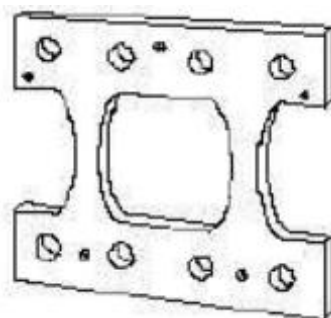


Figura 15. Disipador Honeycomb.

(Villareal Castro & Oviedo Sarmiento)

El comportamiento histerético (Figura 16) de estos amortiguadores es realmente estable y de forma casi rectangular, con una respuesta más próxima a la rígida – plástica, a diferencia del dispositivo tipo ADAS la cual es más flexible (Villareal Castro & Oviedo Sarmiento).

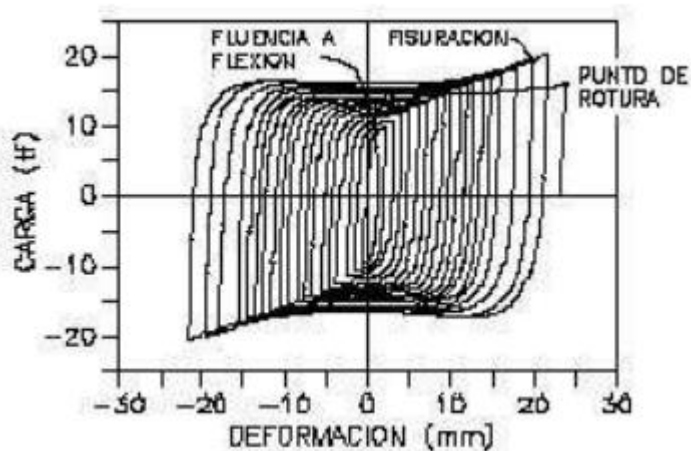


Figura 16. Respuesta histerética.

(Villareal Castro & Oviedo Sarmiento)

Existen variados ejemplos de aplicación, tales como instalaciones en muros, pilares y vigas como se muestra en la Figura 17.



Figura 17. Método de aplicación de los amortiguadores Honeycomb.

(Avilés Salazar, 2001)

En un ejemplo numérico que se realizó para un edificio residencial llamado Sea Fort Square ubicado en Japón, para un sismo determinado, se pudo apreciar que las reducciones de fuerzas cortantes estaban en el orden de 10 y 35 %, además la energía total disipada por el amortiguador era de aproximadamente 1/16 de su capacidad, lo que quiere decir que incluso después de un sismo severo, no fuera necesario reemplazar el dispositivo (Avilés Salazar, 2001).

2.3.2.2. Riostras de pandeo restringido (BRB)

Los BRB son elementos que se componen de un núcleo de acero dúctil, el cual es diseñado para que la fluencia se de en tensión y en compresión. Para evitar el pandeo general en compresión, el núcleo se coloca dentro de una camisa de acero que puede estar vacía o rellena con material para el confinamiento del núcleo como se muestra en la Figura 18.

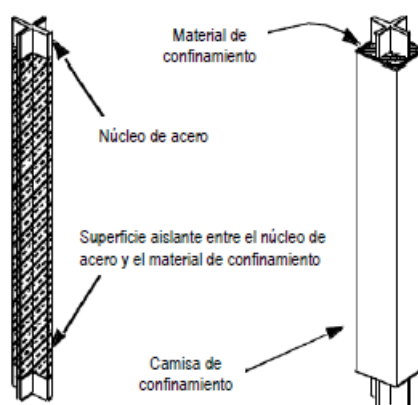


Figura 18. Descripción general de una riostra de pandeo restringido.

(Clark et al., 1999)

En la Figura 18, se muestra un esquema de un dispositivo BRB cuyo núcleo está conformado por 2 platinas o cruceta y con mortero como material de confinamiento.

Cuando se utiliza material de confinamiento debe existir una capa de material aislante para impedir en lo posible el contacto entre el núcleo y el material de confinamiento, evitando así la transferencia de esfuerzos axiales a la camisa (Cancelado, 2012).

El propósito principal del sistema BRB es aprovechar completamente el comportamiento del acero estructural ante esfuerzos axiales, lo cual se consigue evitando las inestabilidades locales y globales en el miembro por el efecto del pandeo a compresión, restringiendo este modo de falla con el material colocado a su alrededor (Sánchez Rivadenerira, 2014).

El comportamiento histerético de los BRB se presenta en la figura Figura 19, donde se muestra una riostra con y sin restricción al pandeo sometida a cargas de tensión y compresión. Claramente se puede apreciar que la resistencia de la riostra aumenta bajo carga de compresión en el caso que el pandeo sea restringido (Cancelado, 2012).

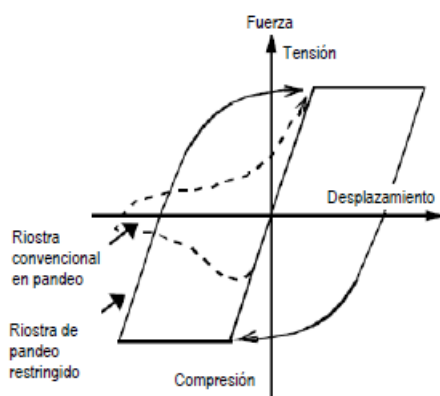


Figura 19. Comportamiento histerético de una riostra con y sin restricción al pandeo.

(Clark et al., 1999)

Un ejemplo de aplicación de este tipo de dispositivos es el Centro Médico Santa Clara, Santa Clara, California, es el primer hospital en Estados Unidos que incluye dispositivos BRB, está ubicado entre 2 fallas grandes (Falla de San Andrés y la falla de Hayward) por lo que es vulnerable a fuerzas sísmicas a gran escala. La estructura cuenta con 120 dispositivos BRB y fue diseñada por un análisis de desempeño para control de derivas con 2 diferentes niveles de peligro sísmico: una deriva máxima de 1.25% para un sismo básico de diseño (DBE con período de retorno de 475 años) y una deriva máxima de 2.25% para un sismo de cota superior (UBE con período de retorno de 950 años). Los dispositivos BRB en el diseño final fueron colocados en 10

vanos en cada piso en las direcciones X e Y, mediante configuraciones chevron como se puede ver en la Figura 20, con fuerzas de fluencia en un rango de 1115 a 2450 KN. Para el análisis UBE resultaron derivas máximas de 1.5% (Symans et al., 2008).



Figura 20. Riostras con pandeo restringido instalados en el Centro Médico Santa Clara, Santa Clara, California.

(Symans et al., 2008).

2.4. VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Al utilizar los disipadores TADAS, se quiere llegar a mejorar la respuesta inelástica de las estructuras. Con la ayuda de los disipadores TADAS, la estructura es capaz de desarrollar una mayor ductilidad y, por lo tanto, a reducir el efecto de un evento sísmico en elementos estructurales principales (columnas y vigas).

Los esfuerzos, aceleraciones y deformaciones inducidos por un sismo en una estructura con sistemas de disipación de energía, pueden ser entre un 15 a 40% menor que los correspondientes a una estructura sin disipadores, logrando reducir el daño producido a elementos estructurales y no estructurales (CChC, 2011).

Tanto los elementos ADAS como TADAS, pueden recibir un gran número de cargas cíclicas y acumular una gran cantidad de deformación plástica sin perder resistencia o rigidez.

A continuación se presentan más beneficios al utilizar estos dispositivos:

- Beneficio de reducción de daños durante sismos severos.

- Disminución de los costos de reparación de daños, luego de eventos sísmicos, dado que se reducen los daños estructurales y daños de componentes y sistemas no estructurales.
- Menores daños de contenidos de recintos.
- Beneficio para el mandante en reputación de marca. Ayuda a vender mejor los atributos del producto.
- Percepción de mayor seguridad del usuario.
- Posibilidad de reducción de costos de estructura, condicionado a la normativa de diseño sísmico vigente.

Algunos tipos de disipadores pueden requerir ser reemplazados parcial o totalmente luego de sismos excepcionalmente severos. Del mismo modo, algunos tipos de disipadores, que si bien reducen las demandas en la estructura, pueden incrementar la probabilidad de que se produzcan deformaciones residuales permanentes que se deben por la acción del calor en las placas (CChC, 2011).

CAPÍTULO III: FILOSOFÍA DE DISEÑO DEL SISTEMA DE DISIPACIÓN

3.1. INTRODUCCIÓN

El presente capítulo se basa en hacer conocer la filosofía de diseño para el sistema de disipación (disipadores y diagonales); la cual se usará más adelante para el diseño de la estructura provista con disipadores metálicos. Para esto, primero se explicará brevemente la instalación de este sistema en futuras edificaciones, las formas que existen para las placas metálicas y también es de suma importancia estudiar su comportamiento mecánico para poder realizar el modelo matemático pertinente para estructuras con sistemas de disipación de energía.

La introducción de estos dispositivos en una estructura rendirá de tal manera que esta, se comporte de forma no lineal, incluso si los otros elementos estructurales están diseñados para permanecer con un comportamiento lineal. En este estudio, se supone que los elementos estructurales y las diagonales que soportan estos dispositivos permanecen en el rango elástico.

El sistema de disipación de energía puede lograr una considerable reducción de la respuesta de desplazamiento, también se puede lograr una reducción en la fuerza total ejercida sobre la estructura. En general, una reducción de la fuerza no será tanto como la reducción en el desplazamiento, esto es debido al aumento de la rigidez proporcionada por el sistema de disipación de energía.

Estos sistemas son capaces de producir una reducción significativa de la deriva entre pisos en marcos resistentes a momento donde se encuentran instalados. Una reducción en la deriva dará lugar a una reducción proporcional del momento flector en las columnas. Las fuerzas que se desarrollan en los elementos absorbentes de energía se debe a fuerzas axiales adicionales en las columnas, dependiendo del tipo de dispositivo de absorción de energía utilizado, esta fuerza axial adicional puede estar en fase con el desplazamiento máximo y puede afectar a la seguridad de la columna cargada ya que puede fallar por compresión. Esta preocupación es particularmente importante en la adaptación sísmica de las estructuras que sufrieron daños en terremotos anteriores (M. Constantinou & Symans, 1993).

3.2. CONFIGURACIÓN

La instalación de los disipadores depende de la forma de conexión en los pórticos, estos pueden clasificarse como de conexión directa, indirecta y sistemas especiales.

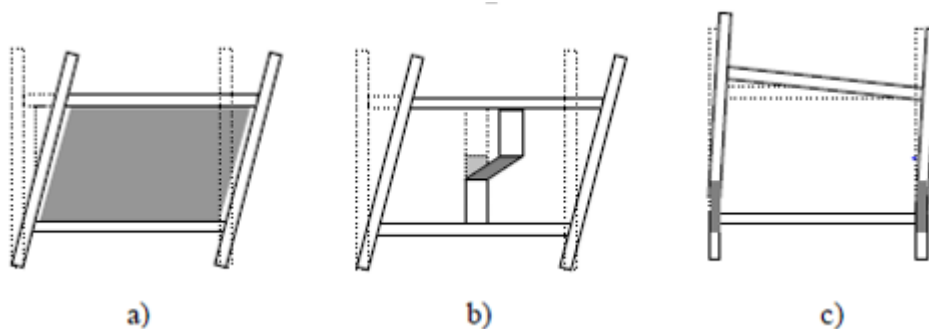


Figura 21. Esquema de instalación de disipadores metálicos en pórticos.

(Oviedo & Duque, 2009)

En la Figura 21, a) los disipadores se conectan directamente con los elementos estructurales, estos son los más utilizados pues otorgan mayor eficacia y control de la respuesta estructural b) los disipadores conectan las vigas controlando en cierta medida el desplazamiento relativo de entrepiso y c) los disipadores pueden ser instalados en las vigas o en las columnas, desconectando los elementos estructurales para que los dispositivos trabajen y disipen energía. Los amortiguadores están unidos al esqueleto estructural principal del sistema a través de un sistema de arriostramiento. El sistema de arriostramiento puede ser refuerzos diagonales, arriostramiento chevron, o arriostramiento transversal. Si el encuadre principal estructural es relativamente rígido, por ejemplo, estructuras de hormigón armado, la eficiencia del amortiguador es limitada debido a los desplazamientos y velocidades bajas, es problemático cuando el sistema de amortiguación se usa para resistir la carga del viento (Li & Li, 2007).

En la siguiente (Figura 22), se muestra un esquema de aplicación típico de conexión directa en disipadores histeréticos, en a) las riostras con pandeo restringido (BRB), esta conexión se realiza con placas pernadas o soldadas, mientras que en b) las placas de flexión, estas son conectadas por medio de diagonales en el piso inferior y por medio de una conexión especial a la viga del piso superior.

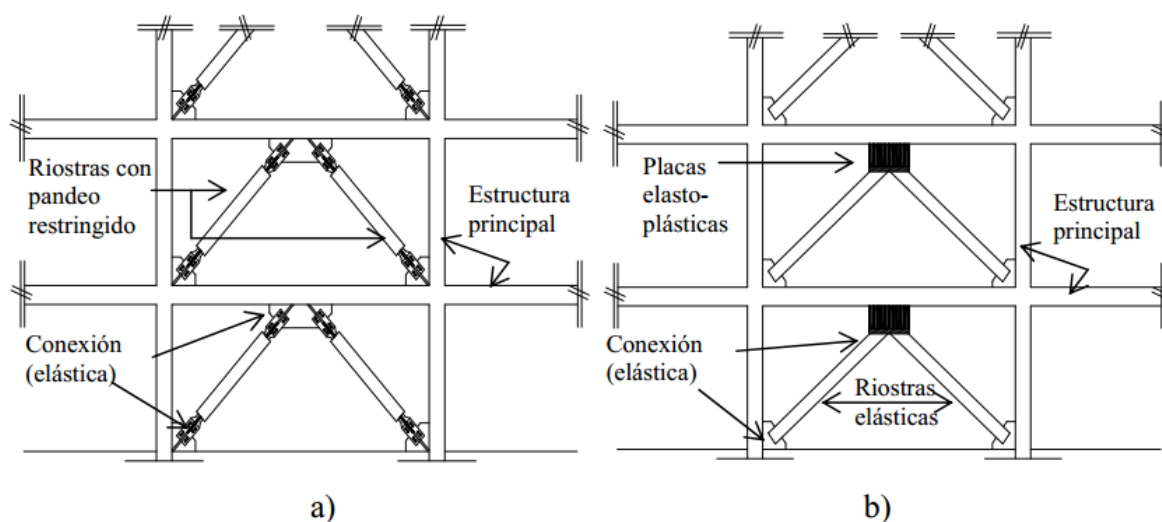


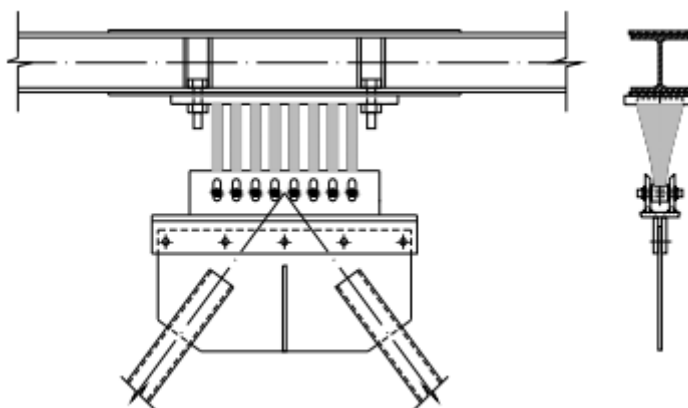
Figura 22. Ejemplos de instalaciones de disipadores.

(Oviedo & Duque, 2009)

El diseño de los tirantes de acero debe evitar las deformaciones inelásticas en los miembros de la estructura aprovechando la capacidad de disipación de energía del amortiguador y la rigidez adicional para reducir desplazamientos (Symans et al., 2008).

La Figura 22 muestra el esquema de la instalación que se utilizará en el proyecto; es un sistema de placas a flexión. Con la geometría mostrada, el desplazamiento relativo horizontal del piso hace que las placas utilizadas fluyan y disipen energía, esta configuración de emplazamiento se denomina Chevron (Christopoulos, Filiatrault, & Bertero, 2006).

La Figura 23, muestra el detalle de la conexión directa que se emplea, en el cual se observa que los dispositivos se encuentran empernados a la viga del piso superior (empotrados), mientras que en su parte inferior se encuentran conectados a las diagonales.



*Figura 23. Detalle de conexión empleado.
(Khosravian & Hosseini)*

3.2. FORMAS DE DISIPADORES

Para la fabricación de estos disipadores se utilizan placas de acero dulce (A36). Un amortiguador típico en forma de X es el ADAS, mientras que un disipador típico de forma triangular es el TADAS (Avilés Salazar, 2001; Villareal Castro & Oviedo Sarmiento). El modelamiento de estos dispositivos se estudiará más adelante y los resultados obtenidos de estos son similares. En el presente proyecto se considerará para el diseño el amortiguador TADAS, el cual es una variación de la forma del ADAS, pero sus condiciones de apoyo son más favorables, debido que al encontrarse apoyado en uno de sus extremos permite un mejor movimiento de estos ante un evento sísmico y así se tendría una mejor cantidad de energía disipada (Khosravian & Hosseini).

Las ventajas de utilizar estas secciones en lugar de una sección rectangular se observan en la Figura 24. El dispositivo con sección rectangular fluye únicamente en sus extremos y la deformación plástica se limita a una región finita en ambos extremos de la placa, mientras que en las secciones extremas la fluencia se da en toda su sección y la deformación plástica es distribuida uniformemente sobre la altura de la placa.


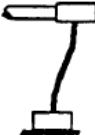





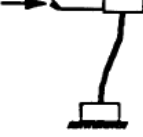

PLATE CONFIGURATION	PROFILE	DEFORMATION	STRESS DISTRIBUTION	COMMENTS
Rectangle			 $+f_y+$	Non-Workable due to local yielding only
Triangle			 $+f_y+$	Workable
X Shape			 $+f_y+$	Workable

Figura 24. Amortiguadores de energía con sus puntos de fluencia.

(Whittaker et al., 1991)

La histéresis de estos dispositivos (Figura 25, Figura 26) presenta una tonalidad estable ante grandes amplitudes hasta 14 veces el desplazamiento de fluencia (Xia & Hanson, 1992) y son insensibles ante efectos térmicos. (Avilés Salazar, 2001; Villareal Castro & Oviedo Sarmiento).

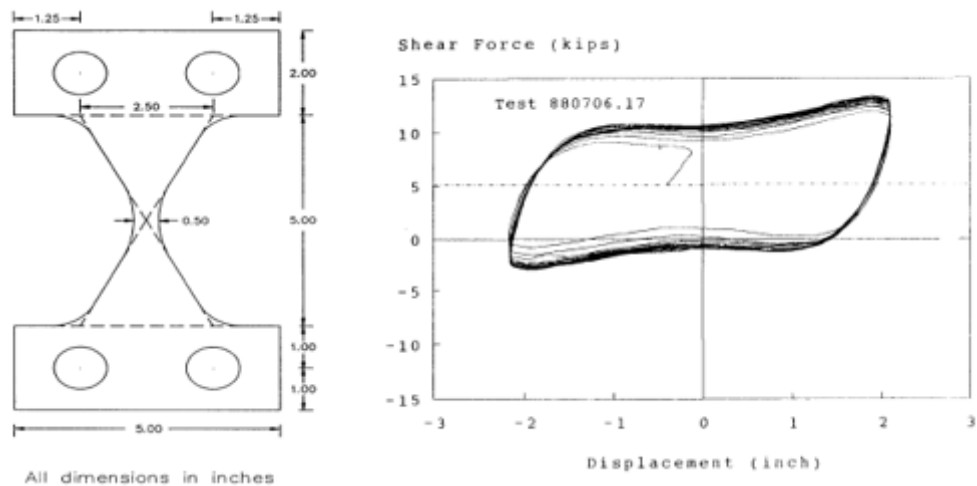


Figura 25. Amortiguador ADAS con su curva histerética.

(Whittaker et al., 1991)

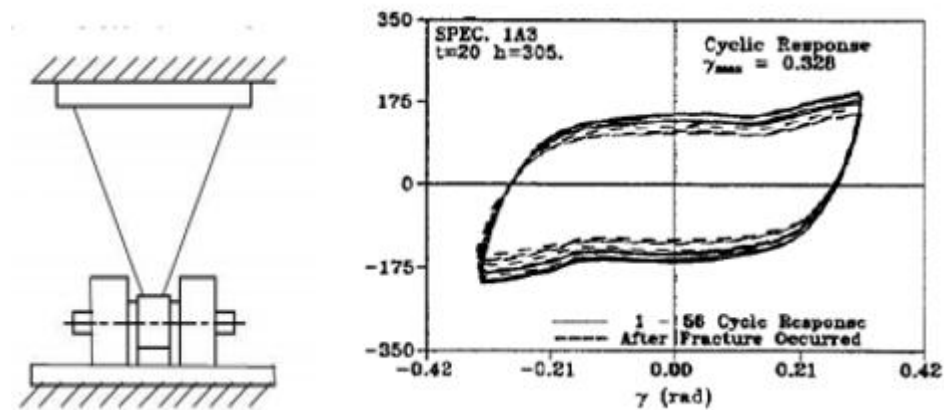


Figura 26. Amortiguador TADAS con su curva histerética.

(Tsai et al., 1993)

A continuación se presentan algunas formas de disipadores metálicos tipo ADAS (Figura 27). Se aprecia una alta rigidez inicial y de acuerdo a su curva de histéresis también existe una alta cantidad de energía disipada lo cual es adecuado para un disipador de energía eficaz (Bruneau et al., 2011).

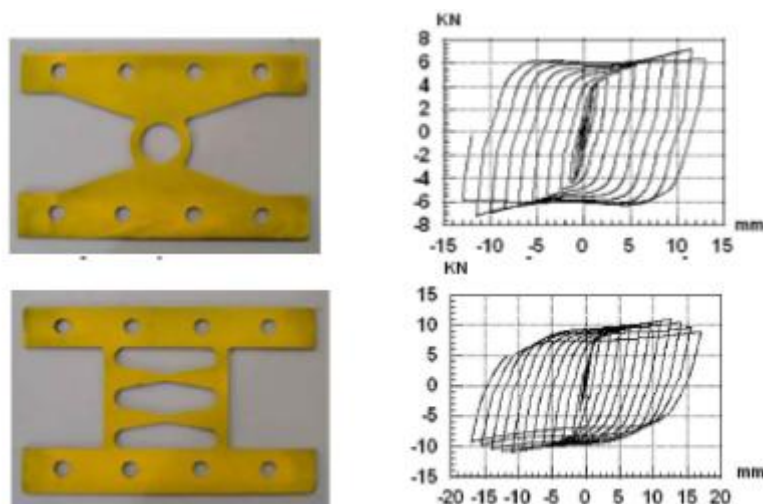


Figura 27. Algunas formas del disipador ADAS con su curva de histéresis.

(Li & Li, 2007)

3.3. COMPORTAMIENTO MECÁNICO

Las características mecánicas del disipador se pueden determinar a través de las propiedades del acero utilizado (tipo A36). Las características geométricas de las placas y del número de placas empleado se consideran a fines del diseño.

Las exigencias de resistencia y deformación provienen del sismo de diseño (DBE) y del máximo sismo (MCE), estos son los dos estados límites que son adecuados para el diseño de disipadores de energía. Para el DBE en una región de alta riesgo sísmico, los disipadores de energía deben ser capaces de mantener sus propiedades mecánicas de al menos quince o veinte ciclos de desplazamiento en una amplitud igual al desplazamiento de diseño.

Las placas triangulares y X proporcionan un rendimiento superior, como se puede apreciar en la Figura 28

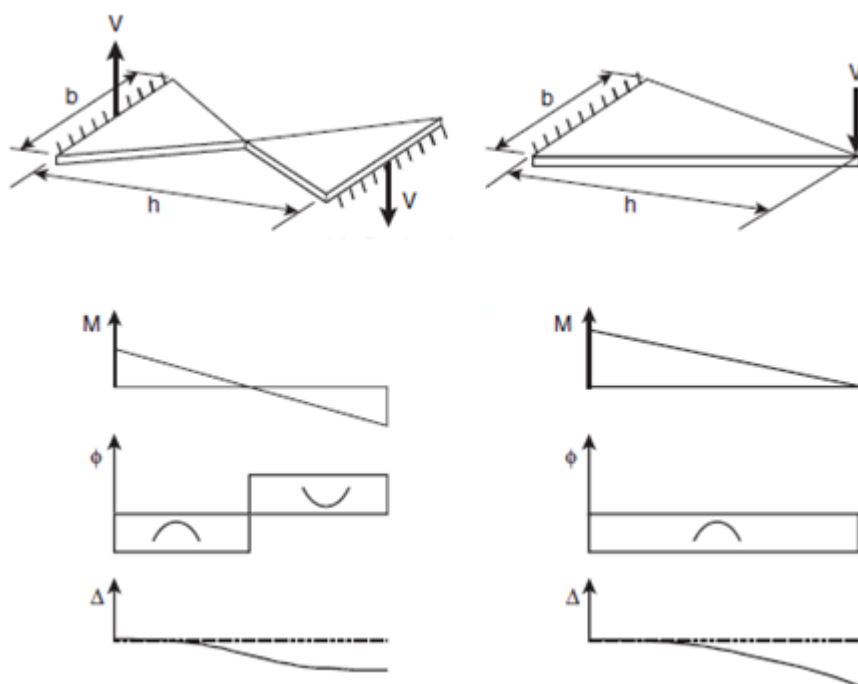


Figura 28. Rendimiento de la placa triangular y la placa en X.

(Bruneau et al., 2011).

El rendimiento superior es debido a que el ancho de las placas coincide con el perfil del diagrama de flexión asegurando que la fluencia se desarrolle simultáneamente sobre toda la longitud de las placas, lo que requiere esfuerzos inelásticos menores resultando un dispositivo más dúctil.

La Figura 28 muestra el diagrama de momentos, cortante y deformación para la sección triangular y en X, donde las consideraciones prácticas requieren un ancho mínimo para transferir las fuerzas de corte, además la relación longitud – espesor de las placas, debe ser grande para asegurar el dominio de flexión sobre el cortante. (Bruneau et al., 2011). Para encontrar la rigidez elástica de estos dispositivos se utilizará la Figura 28 que representa la deformación y muestra las condiciones de apoyo con su respectiva deformada (Pytel, Singer, Torrent, & Bocanegra, 2004). De esta manera, para la placa triangular y en X se tiene.

$$k_{\Delta} = \frac{6EI_{\Delta}}{h^3} \quad (1)$$

$$k_X = \frac{12EI_{\Delta}}{h^3} \quad (2)$$

Donde E es el módulo de elasticidad del material utilizado, I la inercia de la sección que corresponde a $I_{\Delta} = bt^3/36$ (placa triangular) y $I_X = bt^3/18$ (placa X), b es el ancho y t el espesor de la placa. Se reemplaza en las ecuaciones (1) y (2) respectivamente y multiplicado por el número de placas (N) se tiene:

$$k_{\Delta} = \frac{E * b * t^3 * N}{6 * h^3} \quad (3)$$

$$k_X = \frac{2 * E * b * t^3 * N}{3 * h^3} \quad (4)$$

Para el cortante por fluencia y para la fuerza plástica (última) se sigue (Christopoulos et al., 2006).

$$F = \frac{2 * M}{h} \quad (5)$$

En el cortante por fluencia se utiliza el momento por fluencia M_y y para la fuerza plástica el momento plástico M_p . Para tener una idea más clara de lo tratado se observa la Figura 29 y Figura 30, en las cuales se encuentra la distribución de esfuerzos, independientemente de la sección a tratar y también la idealización de la curva esfuerzo – deformación utilizada.

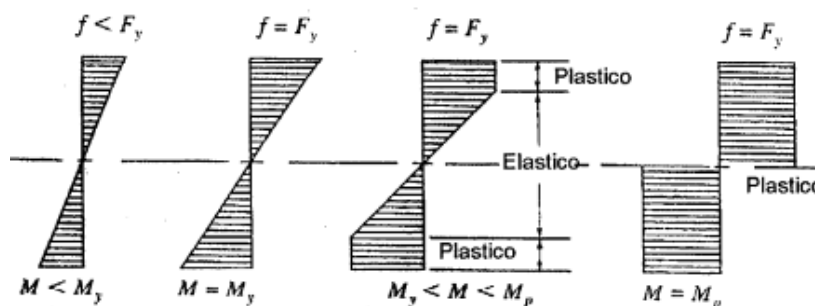


Figura 29. Distribución de esfuerzos en diferentes etapas de carga.

La curva de esfuerzo-deformación del acero permite visualizar algunas de las propiedades más importantes de este material, las cuales son muy utilizadas en el diseño de miembros estructurales. Esta curva es la base de la caracterización del comportamiento del acero ante cargas estáticas, sin embargo, muchos de sus parámetros aparecen también en la respuesta ante sollicitaciones dinámicas. Este diagrama se obtiene a partir de ensayos de especímenes sometidas a tensión uniaxial, la cual se incrementa de manera muy lenta hasta la rotura. La velocidad en la que se aplica la carga afecta la forma de la curva de esfuerzo-deformación. Los parámetros de esta curva permiten también caracterizar el comportamiento del material a compresión, siempre y cuando el miembro analizado no sufra inestabilidades locales o globales.

Para que las placas fluyan de una manera completa, debe existir el endurecimiento por deformación, aunque sea pequeño, así se garantiza la plastificación distribuida del dispositivo. Si esto no se da, la plastificación total del dispositivo ocurre en una sección muy pequeña y así el trabajo disipado es también muy pequeño. Para esto se debe asegurar en la etapa de plastificación que no exista pandeo en el sistema de arriostramiento, ya que induce desequilibrios verticales que pueden dañar tanto la viga donde se vincula el dispositivo y el propio dispositivo (De La Llera, Inaudi, & Luders, 1998).

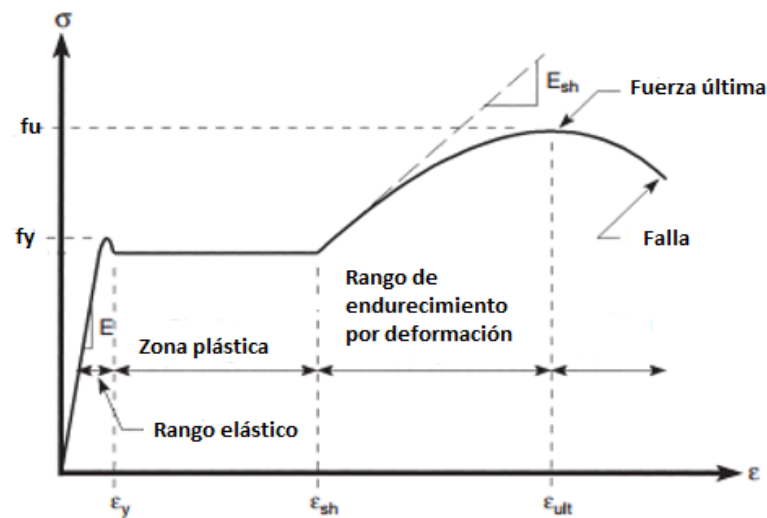


Figura 30. Idealización de la curva esfuerzo – deformación.

(Bruneau et al., 2011)

Cuando el esfuerzo es alcanzado en la fibra extrema, el momento nominal correspondiente a dicho estado límite es conocido como el momento por fluencia M_y y se calcula mediante la siguiente expresión.

$$M_y = W_x * f_y \quad (6)$$

Donde W_x es el modulo resistente elástico y es igual a: $W_x = I/\bar{y}$, f_y es el límite de fluencia del material, que de acuerdo a (Aguilar et al., 2016) se define un tipo de acero ASTM A36, con un límite de fluencia de 2530 Kg/cm², en consecuencia, el momento por fluencia para la sección triangular y en X vienen dados por las ecuaciones:

$$M_{y\Delta} = \frac{bt^2}{12} * f_y \quad (7)$$

$$M_{yX} = \frac{bt^2}{6} * f_y \quad (8)$$

De acuerdo a la ecuación (5), multiplicada por el número de placas se tiene:

$$F_{y\Delta} = \frac{bt^2N}{6h} * f_y \quad (9)$$

$$F_{yX} = \frac{bt^2N}{3h} * f_y \quad (10)$$

En el límite, muchas pruebas han verificado que la plastificación de toda la sección transversal ocurre después de haber alcanzado el esfuerzo de fluencia (asumiendo que no ocurre pandeo torsional ni local). La sección tendrá una curvatura infinita y resistirá un momento $M_p = Z_p * f_y$, que corresponde al momento plástico de la sección. Su relación con el momento resistido en el periodo elástico depende de la forma de la sección que determina la relación entre los módulos resistentes plástico y elástico.

El módulo resistente plástico Z_p se obtiene de dividir la sección en dos partes iguales y encontrar la distancia entre los centros de gravedad debidos a los esfuerzos de compresión y tracción, por lo tanto: $Z_p = A * (\bar{y}_c + \bar{y}_t)/2$ (Aroca Hernández-Ros, 2002).

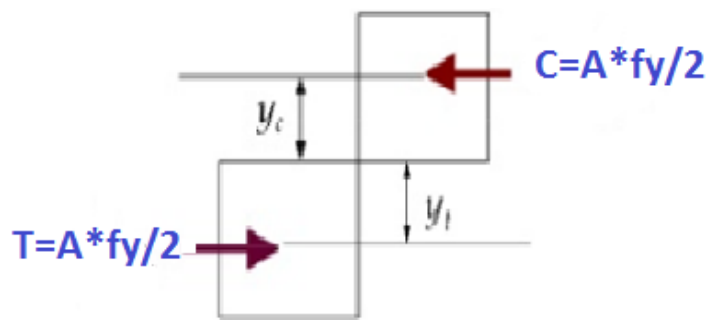


Figura 31. Cálculo del momento plástico.
(Rajesh.K.N)

Siguiendo estos conceptos y observando la Figura 31, como guía de lo antes mencionado, se calcula el momento plástico para las dos secciones de interés:

$$M_{p\Delta} = \frac{bt^2}{8} f_y \quad (11)$$

$$M_{pX} = \frac{bt^2}{4} * f_y \quad (12)$$

De igual manera que el cortante por fluencia, se utiliza la ecuación (5) para encontrar la fuerza plástica. Esta fuerza también es considerada como última fuerza.

$$F_{u\Delta} = \frac{bt^2N}{4h} * f_y \quad (13)$$

$$F_{uX} = \frac{bt^2N}{2h} * f_y \quad (14)$$

El desplazamiento por fluencia para cada dispositivo viene dado únicamente del concepto de rigidez que es simplemente la fuerza necesaria para alcanzar un desplazamiento unitario, por lo tanto:

$$\Delta_{y\Delta} = \frac{f_y * h^2}{E * t} \quad (15)$$

$$\Delta_{yX} = \frac{f_y * h^2}{2 * E * t} \quad (16)$$

A continuación se muestra la siguiente tabla resumen (Tabla 2), con todos los parámetros anteriormente demostrados.

Tabla 2. Propiedades mecánicas de los disipadores.

Parámetro	TADAS	ADAS
Rigidez elástica	$K_{DDE} = \frac{E * b * t^3 * N}{6 * h^3}$	$K_{DDE} = \frac{2 * E * b * t^3 * N}{3 * h^3}$
Cortante por fluencia	$F_y = \frac{f_y * b * t^2 * N}{6 * h}$	$F_y = \frac{bt^2N}{3h} * f_y$
Desplazamiento lateral por fluencia	$\Delta_y = \frac{f_y * h^2}{E * t}$	$\Delta_{yX} = \frac{f_y * h^2}{2 * E * t}$
Cortante plástico o último	$F_u = \frac{f_y * t^2 * b * N}{4 * h}$	$V_u = \frac{bt^2N}{2h} * f_y$

Adicionalmente y basado en los mismos conceptos, se procede a encontrar estos parámetros para una varilla de acero que se encuentra empotrada en sus dos extremos, (Tabla 3).

Tabla 3. Propiedades mecánicas de una varilla de acero.

Parámetro	VARILLA
Rigidez elástica	$K_{DDE} = \frac{\pi * E * d^4 * N}{4h^3}$
Cortante por fluencia	$F_y = \frac{\pi * d^3 * N}{16h} * f_y$
Desplazamiento lateral por fluencia	$\Delta_y = \frac{f_y * h^2}{4 * E * d}$
Cortante plástico o último	$F_u = \frac{\pi * d^3 * N}{3h} * f_y$

Los sistemas de placas triangulares se pueden diseñar para proporcionar una amplia gama de combinaciones de resistencia, rigidez y desplazamientos por juiciosa selección del número de placas, longitud, ancho y grosor. En general las ecuaciones anteriores muestran que la reducción de la altura – espesor (h / t) aumenta rápidamente la rigidez del dispositivo.

3.4. MODELO DEL DISIPADOR TADAS

A continuación se describirá un modelo que representa la manera de como considerar los parámetros anteriormente descritos en la sección 3.3, para esto se analiza un modelo simple (Figura 32), con capacidad para tener en cuenta el endurecimiento por deformación y el comportamiento de histéresis bilineal (Figura 33).

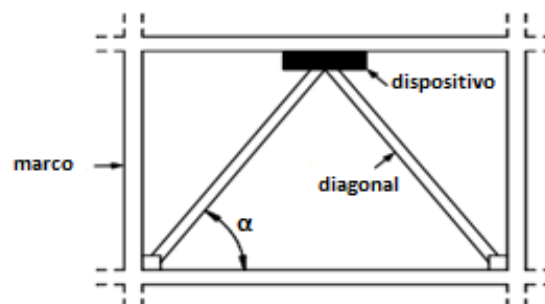


Figura 32. Configuración del modelo.

(Moreschi, 2000)

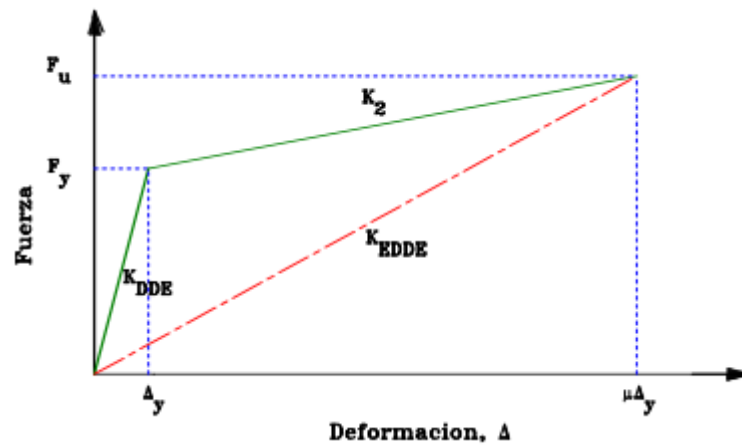


Figura 33. Modelo de histéresis bilineal.

(Tena Colunga & Nangullasmú Hernández, 2013).

La combinación de estos elementos se denomina ensamblaje del arriostramiento del dispositivo, la rigidez lateral equivalente de este conjunto viene dada por la siguiente ecuación.

$$K_{eq} = \frac{1}{\frac{1}{K_{DEE}} + \frac{1}{K_d}} = \frac{1}{1 + \frac{1}{\frac{B}{D}}} \quad (17)$$

Donde:

$$\frac{B}{D} = \frac{K_{DEE}}{K_d} \quad (18)$$

Esta rigidez equivalente se obtiene teniendo en cuenta la contribución de la rigidez elástica debida al dispositivo metálico K_{DEE} y la rigidez debido a las diagonales K_d ya que estas rigideces se encuentran conectadas en serie, como se aprecia en la Figura 34.

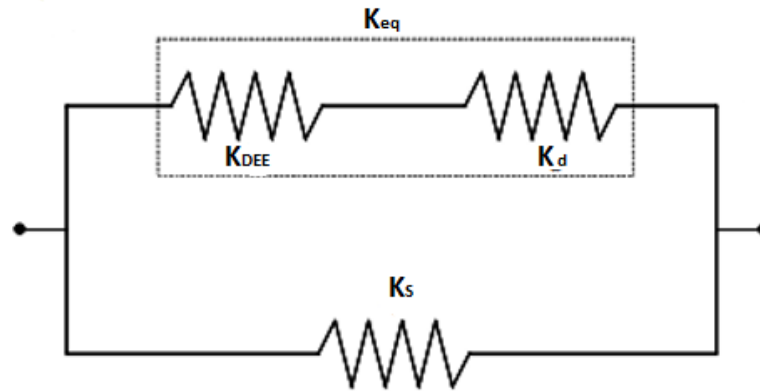


Figura 34. Propiedades de rigidez del conjunto.
(Moreschi, 2000)

La rigidez elástica de las diagonales viene dada por la siguiente ecuación (Chopra, 2014; Tena Colunga & Nangullasmú Hernández, 2013).

$$K_d = \frac{E_{diag} A_{diag}}{L_{diag}} \cos^2 \theta \quad (19)$$

Otra magnitud de interés es la relación de rigidez SR, la cual se define como la relación de la rigidez combinada del conjunto para la rigidez de cada piso K_s como:

$$SR = \frac{K_{eq}}{K_s} \quad (20)$$

Se supone que los miembros de refuerzo y los elementos estructurales principales son diseñados para permanecer elásticamente durante un sismo. La fuerza de rendimiento F_y está relacionada con el desplazamiento de fluencia del dispositivo Δ_y y también por el desplazamiento de fluencia del conjunto de soporte Δ_{yc} , por lo tanto:

$$F_y = K_d * \Delta_y = K_{eq} * \Delta_{yc} \quad (21)$$

Para fines de diseño se puede expresar:

$$F_y = SR * K_s * \left(1 + \frac{1}{B}\right) \Delta_y \quad (22)$$

Esta ecuación es la expresión básica del modelo bilineal asumido y se puede observar que el comportamiento de un dispositivo metálico se rige por cuatro parámetros claves los cuales son: la fuerza de rendimiento F_y , el desplazamiento de fluencia del dispositivo Δ_y y las proporciones de rigidez SR y B/D (Moreschi, 2000; Xia & Hanson, 1992). El comportamiento bilineal supuesto de un dispositivo es una idealización y no es una verdadera representación.

3.5. DISEÑO DE LOS DISIPADORES TADAS

Para el diseño del sistema de disipación se sigue metodologías propuestas por (Aguiar et al., 2016; Tena Colunga & Nangullasmú Hernández, 2013), donde primeramente se empieza por un pre dimensionamiento en las medidas de los disipadores para así poder encontrar los parámetros necesarios que rigen al modelo bilineal que se utilizará para el diseño. Posteriormente es necesario encontrar la energía elástica y la de disipación, que dependen de la ductilidad impuesta a los disipadores; para así encontrar el amortiguamiento que se desea proporcionar a la estructura diseñada.

3.5.1. DIMENSIONES DE LOS DISIPADORES

Para tener una manera aproximada de las dimensiones de los disipadores TADAS, (Aguiar et al., 2016) recomienda expresar un ancho en función de la altura: $b = 0.5h$; para alturas de 15 y 10 cm (Figura 35).

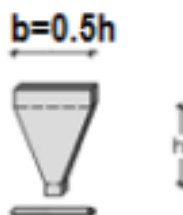


Figura 35. Dimensiones del disipador.

(Aguiar et al., 2016)

De igual manera, a través de experimentos (Tsai et al., 1993) propone especímenes de dimensiones para estos dispositivos (Tabla 1).

Todos estos valores sirven como referencias para considerar las dimensiones y el número de placas para el momento de modelar los disipadores en el software ETABS.

3.5.2. ENERGÍAS

Se realiza un balance de energías para delimitar las deformaciones dependiendo de las propiedades inherentes de la estructura, las propiedades del dispositivo, sus elementos de conexión y las propiedades del suelo. El balance de energía está dada por la siguiente ecuación:

$$E = E_E + E_D + E_C + E_P \quad (23)$$

Donde E es la energía acumulativa de entrada, E_E es la energía acumulada de amortiguamiento (elástica), E_D es la energía acumulativa de histéresis (disipada), E_P es la energía potencial y E_C es la energía cinética. (Avilés Salazar, 2001; Uang & Bertero, 1990; Villareal Castro & Oviedo Sarmiento; Xia & Hanson, 1992).

Al final del terremoto la energía cinética y la potencial es cero para un sistema elástico y cero o cerca de cero para un sistema inelástico. El rendimiento sólo se puede mejorar mediante la reducción de la ductilidad o la demanda de disipación de energía por histéresis. Cuando se utilizan dispositivos metálicos la reducción de la ductilidad se proporciona por desplazamientos reducidos que se dan por el aumento de la rigidez del sistema (Symans et al., 2008).

La energía elástica y la de disipación son muy importantes en el estudio de los disipadores, debido a que intervienen directamente en el cálculo de la fracción de amortiguamiento del sistema, es por ello que se sigue metodologías de (Aguiar et al., 2016; SEAOC, 2012; Vidal, 2008) para encontrar los valores de estas energías.

Energía de disipación

E_D es la energía disipada en un ciclo de histéresis, la cual se obtiene de calcular el área sombreada que se presenta en la Figura 36 y multiplicarla por 4, ya que esta área representa la cuarta parte del área de un ciclo de histéresis.

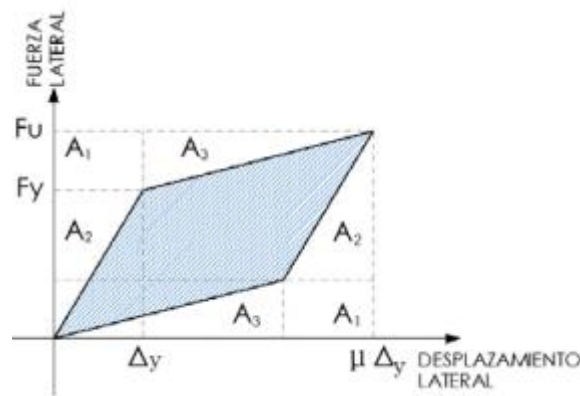


Figura 36. Parte de un ciclo de histéresis realizada por un disipador.
(Aguilar et al., 2016)

Entonces:

$$E_D = 4A_{\text{sombreada}} \quad (24)$$

$$A_{\text{sombreada}} = F_u \mu \Delta_y - 2A_1 - 2A_2 - 2A_3 \quad (25)$$

Donde:

$$A_1 = (F_u - F_y) \Delta_y \quad (26)$$

$$A_2 = \frac{F_y \Delta_y}{2} \quad (27)$$

$$A_3 = \frac{(F_u - F_y)(\mu \Delta_y - \Delta_y)}{2} \quad (28)$$

Por lo tanto:

$$E_D = 4\Delta_y (F_u \mu - F_u) \quad (29)$$

Energía elástica

El área sombrada de la Figura 37, representa la energía elástica en un ciclo de histéresis del disipador.

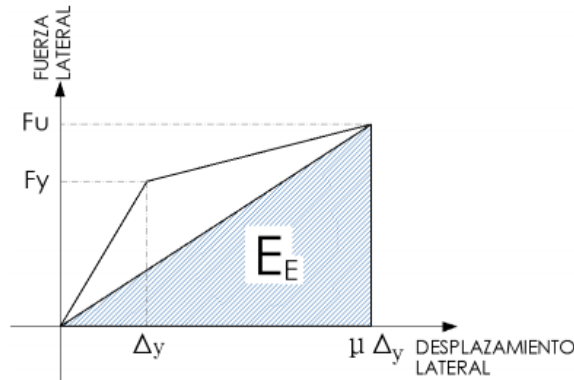


Figura 37. Energía elástica de un disipador.

(Aguilar et al., 2016)

Como esta área representa la de un triángulo, se tiene:

$$E_E = \frac{F_u \mu \Delta_y}{2} \quad (30)$$

3.5.3. DUCTILIDAD

La ductilidad es la capacidad que tiene un elemento para deformarse, sin llegar a su punto de falla, en experimentos se ha encontrado que estos dispositivos pueden llegar a alcanzar ductilidades entre 10 y 14 (Tsai et al., 1993), alcanzando amortiguamientos relativamente grandes.

En el presente trabajo, con fines académicos y de una manera conservadora, no se pretende hacer ensayos en las placas para ver su ductilidad y así tener un mayor amortiguamiento, por lo que se restringe este concepto. Para alcanzar un amortiguamiento del 25 % (incluido el inherente), con sustentación teórica en (SEAO, 2012; Tena Colunga & Nangullasmú Hernández, 2013), que las ductilidades pueden ser menores que 3 en este tipo de dispositivos, se considera una ductilidad que alcance el amortiguamiento del 20 % ya que el amortiguamiento inherente es del 5 %, por lo tanto:

$$\mu = 2.84 \quad (31)$$

3.5.4. AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE

Se considera que el amortiguamiento es de tipo viscoso (Aguilar et al., 2016; Chopra, 2014), por lo tanto se tiene que:

$$\xi_{eq} = \frac{E_D}{4\pi E_E} \quad (32)$$

Para dejar en parámetros del modelo bilineal:

$$\xi_{eq} = \frac{2\Delta_y(K_{DDE} - K_2)(\mu\Delta_y - \Delta_y)}{\pi K_{EDDE}(\mu\Delta_y)^2} \quad (33)$$

Por otra parte, la frecuencia natural del disipador W_n en función de la rigidez efectiva K_{EDDE} y de la masa sobre el mismo, m , viene dada por la siguiente relación:

$$W_n^2 = \frac{K_{EDDE}}{m} \quad (34)$$

$$K_{EDDE} = W_n^2 m \quad (35)$$

Reemplazando K_{EDDE} en la ecuación (33), se tiene.

$$\xi_{eq} = \frac{2\Delta_y(K_{DDE} - K_2)(\mu\Delta_y - \Delta_y)}{\pi W_n^2 (\mu\Delta_y)^2} \quad (36)$$

3.5.5. COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO

C es el coeficiente de amortiguamiento del disipador, este coeficiente se puede expresar en función del factor de amortiguamiento equivalente, para esto se tiene (Aguilar et al., 2016; Chopra, 2014).

$$\xi_{eq} = \frac{C}{2mW_n} \quad (37)$$

Igualando (36) con (37) , se tiene:

$$C = \frac{4\Delta_y(K_{DDE} - K_2)(\mu\Delta_y - \Delta_y)}{\pi W_n(\mu\Delta_y)^2} \quad (38)$$

Para dejar en función del periodo de vibración:

$$T = \frac{2\pi}{W_n} \quad (39)$$

Entonces:

$$C = \frac{2\Delta_y(K_{DDE} - K_2)(\mu\Delta_y - \Delta_y)T}{\pi^2(\mu\Delta_y)^2} \quad (40)$$

3.5.6. NORMA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

La norma estadounidense para sistemas de disipación de energía su capítulo 18, (ASCE, 2010) recomienda que el factor de amortiguamiento equivalente de una edificación con disipadores de energía sea:

$$\xi_{eq} = \xi + \sum_{i=1}^{na} \xi_{efi} \quad (41)$$

Donde ξ es el factor de amortiguamiento que tiene la estructura (inherente), y es igual al 5 % (0.05), na es el número de disipadores, ξ_{efi} es el amortiguamiento efectivo de cada disipador.

3.6. DISEÑO DE DIAGONALES

En el diseño de las diagonales no basta con tan solo definir su rigidez con la ecuación (19), sino se tiene que revisar que estas se mantengan en el rango elástico cuando los disipadores desarrollen su cortante último a la ductilidad deseada. Para conseguir esto, la carga axial máxima que resistiría cada diagonal en la configuración chevron se expresa con la siguiente ecuación (Tena Colunga & Nangullasmú Hernández, 2013).

$$P_{diag} = \frac{F_u}{2\cos(\alpha)} \quad (42)$$

Con esta carga se debe revisar que el diseño de la diagonal tenga un factor de seguridad contra pandeo igual a 1.5, para ello se diseñará conforme a la norma mexicana de diseño y construcción de estructuras metálicas (NTCM, 2004), donde se cuenta con una expresión para resistencia ultima y se debe cumplir una relación de esbeltez efectiva como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\frac{KL}{r} = 5.88 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (43)$$

Donde $K=1$, para diagonales (McCormac, Csernak, & Díaz, 2000), r es el radio de giro $\left(r = \sqrt{\frac{I}{A}}\right)$, $E = 2100000$ y $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$, L es la longitud de la diagonal, la resistencia se calcula como:

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} A \quad (44)$$

Donde:

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \quad (45)$$

n es un coeficiente adimensional que depende de la sección transversal del elemento y que para este caso es igual a 1.4.

Entonces la carga axial de diseño se calcula como:

$$P_{diag} = \frac{R_c}{1.5} \quad (46)$$

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA SIN Y CON DISIPADORES METÁLICOS.

4.1. INTRODUCCIÓN

Un gran reto que se tiene en la ingeniería estructural al estudiar los disipadores de energía, es el desarrollo de un modelo representativo de la estructura de estudio, de tal manera que resulte eficiente en el análisis y diseño. En la mayoría de países que utilizan esta técnica, se acostumbra en emplear programas de análisis tridimensional elástico, estableciendo métodos prácticos para el análisis y diseño, debido a que aún resulta algo difícil realizar análisis no lineales tridimensionales, con todo rigor; sin embargo, estos análisis se pueden hacer utilizando programas como el ETABS o el SAP-2000, los cuales brindan la posibilidad de modelar elementos que trabajen elásticamente y otros que incursionen en el intervalo inelástico, por lo tanto el modelamiento de la estructura sin y con disipadores se realizará en el software ETABS.

Previo al análisis y diseño de la estructura con los disipadores histeréticos se propone una estructura de ocho niveles para la cual se debe hacer cumplir los criterios de diseño de la vigente Norma Ecuatoriana de la Construcción, una manera de comprobación de los mencionados criterios es mediante el control de las derivas. La estructura mencionada será diseñada en la ciudad de Portoviejo, para la cual se tendrá en cuenta las zonas sísmicas explícitas en la normativa y así optar por los indicadores que rigen para la elaboración del espectro correspondiente a la zona perteneciente.

Antes de realizar el respectivo diseño, en este capítulo se explica los análisis lineales que se efectuarán para el correcto diseño de cada una de estas estructuras, para los cuales, primero se empieza por explicar las características de las cargas utilizadas, luego se procede a realizar el análisis estático con todos los parámetros que se considere para el mismo, y posteriormente, se realiza el análisis dinámico correspondiente a cada diseño. Se usarán los análisis modal espectral y paso a paso en el tiempo (tiempo – historia) para los edificios de estudio, que de acuerdo a la NEC se debe aplicar para estructuras con disipadores.

4.2. NORMAS Y CÓDIGOS UTILIZADOS

Para el diseño estructural de los elementos de acero se utilizó:

- ASCE 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures – American Society of Civil Engineers.
- ANSI / AISC 341 - 10: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.
- ANSI / AISC 360 - 10: Specification for Structural Steel Buildings.
- ANSI / AISC 358 – 10: Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.

Para la aplicación y combinación de las cargas incluyendo la carga sísmica se utilizó:

- NEC-15: Cargas (No Sísmicas) – Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- NEC-15: Peligro Sísmico. Diseño Sismo Resistente – Norma Ecuatoriana de la Construcción.

4.3. ESTADOS DE CARGA

El sistema estructural de un edificio debe ser diseñado para resistir principalmente dos tipos de cargas: cargas gravitacionales y cargas laterales. Las cargas de gravedad incluyen el peso propio de la estructura y la sobrecarga (acabados, paredes), mientras que las cargas laterales son resultados de la acción de fuerzas sísmicas y de viento, en este caso no se considerará la carga de viento. Las cargas que se analizarán a continuación son las cargas que fueron usadas para realizar el modelamiento y los cálculos de la presente investigación.

4.3.1. CARGA MUERTA

Las cargas muertas consisten en el peso de todos los materiales de construcción incorporados en el edificio, en estas cargas se incluye al peso propio de la estructura, paredes, pisos, techos, escaleras, acabados, revestimientos y otros elementos arquitectónicos y estructurales.

Para el siguiente trabajo se consideró una sobrecarga y también la carga adicional que proporciona las paredes. En la sobrecarga se incluye el peso de la cerámica, del cielo raso, las instalaciones, para esta carga se estima un peso de 100 Kg/cm²;

mientras que para las paredes se estima un peso de 250 Kg/cm² para todos los pisos con excepción del último que no existirá el peso de las paredes y la sobrecarga solo se agrega un peso de 50 Kg/cm².

4.3.2. CARGA VIVA

El edificio es considerado para uso de oficinas. De acuerdo a la NEC-15, en el capítulo de Cargas (No sísmicas), la sobrecarga debida a dicha ocupación se observa en la siguiente tabla (Tabla 4).

Tabla 4. Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas y concentradas.

("Norma Ecuatoriana de la Construcción. Cargas (no sísmicas)," 2015)

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Cubiertas		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70	
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00	
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	4.80	
Cubiertas destinadas para propósitos especiales		
Toldos y carpas	i	i
Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera	0.24 (no reduc.)	
Todas las demás	1.00	
Elementos principales expuestos a áreas de trabajo		8.90
Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta, miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas, bodegas y talleres de reparación vehicular		1.40
Todos los otros usos		1.40
Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores		
En la región andina y sus estribaciones, desde una cota de 1000 m sobre el nivel del mar, no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir caídas de granizo o ceniza.		
Departamentos (ver Residencias)		
Edificios de oficinas		
Salas de archivo y computación (se diseñará para la mayor carga prevista)		
Áreas de recepción y corredores del primer piso	4.80	9.00
Oficinas	2.40	9.00
Corredores sobre el primer piso	4.00	9.00

Por lo tanto la carga viva transformada a Kg/cm² es de 240, esta carga se utilizará para todos los pisos con excepción del último que por lo general se tiene un peso

menor, el cual se estima la mitad de la carga viva para todos los pisos, por lo tanto igual a 120 Kg/cm².

4.3.3. CARGA SÍSMICA

A partir del NEC-15, se ha diseñado un espectro de diseño de aceleraciones para analizar el comportamiento dinámico de la estructura frente a un evento sísmico. El espectro de diseño usado fue elaborado tomando en cuenta las siguientes consideraciones para la ciudad de Portoviejo.

4.3.3.1. Características de zona

Zonas sísmicas y factor de zona z

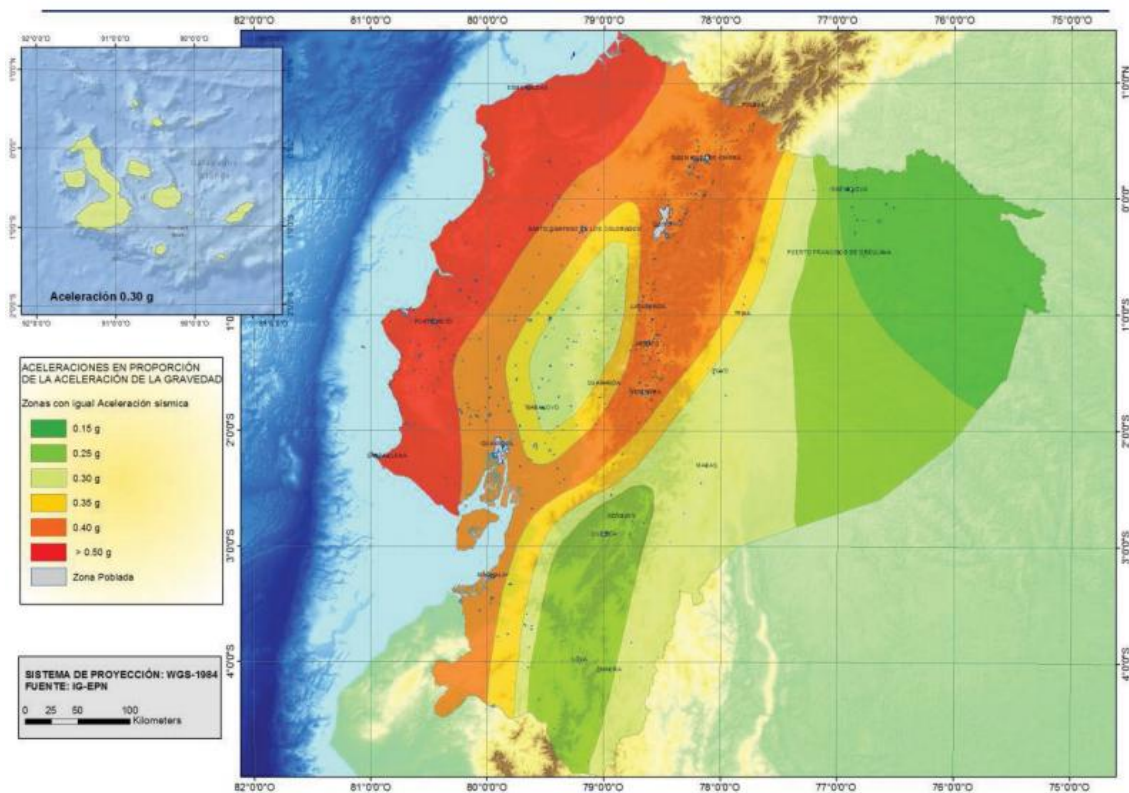


Figura 38. Zonas sísmicas de Ecuador para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.
("Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico. Diseño Sismo Resistente," 2015)

La NEC-15 ubica a la ciudad de Portoviejo en la zona sísmica V (Figura 38), lo cual indica unas características de una muy alta zona sísmica (Tabla 5).

Tabla 5. Valor del factor Z en función de la zona adoptada.

("Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico. Diseño Sismo Resistente," 2015)

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

La zonificación sísmica consiste en dividir una región en porciones, en cada una de ellas se especifican los parámetros constantes de diseño sísmico. La norma refleja la propagación de las ondas sísmicas en la roca de la corteza. El movimiento de la superficie del terreno en un sitio dado puede diferir radicalmente del que se tiene en la roca base, debido a alteraciones de las ondas causadas por efectos geológicos, topográficos y de rigidez del subsuelo. La importancia de estas alteraciones, llamadas en términos generales efectos locales, ha sido considerada cada vez más en la actualidad.

Perfiles de suelo.

La NEC-15 define seis tipos de perfil de suelo, los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciados deben subdividirse, asignándoles un subíndice i que va desde 1 en la superficie, hasta n en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil. Para el perfil tipo F se aplican otros criterios, la respuesta no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo. A continuación se aprecia el perfil de suelo asignado para el correspondiente diseño (Tabla 6).

Tabla 6. Clasificación de los perfiles de suelo.

("Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico. Diseño Sismo Resistente," 2015)

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$

Factores de perfil de suelo F_a , F_d y F_s .

- F_a : Factor de amplificación de suelo en la zona de período corto (Tabla 7). Este factor amplifica las ordenadas del espectro elástico de aceleración para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos del sitio.

Tabla 7. Tipo de suelo y factores de sitio F_a .

("Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico. Diseño Sismo Resistente," 2015)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

- F_d : Factor de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño de roca (Tabla 8). Este factor amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tabla 8. Tipo de suelo y factores de sitio F_d .

("Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico. Diseño Sismo Resistente," 2015)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

- F_s : Factor de comportamiento no lineal de los suelos (Tabla 9). Se considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tabla 9. Tipo de suelo y factores de sitio F_s .

("Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico. Diseño Sismo Resistente," 2015)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

4.3.3.2. Espectro elástico de diseño en aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g , para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Figura 39 y depende de:

- El factor de zona sísmica Z .
- El tipo de suelo.
- Los factores de amplificación de suelo.

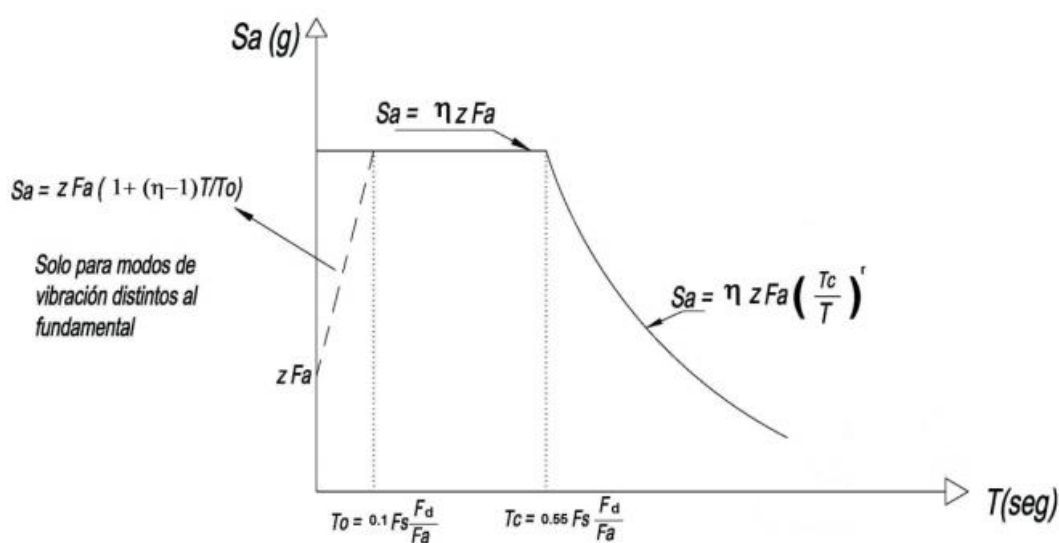


Figura 39. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

("Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico. Diseño Sismo Resistente," 2015)

Donde:

η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_d : Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_s : Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura

T: Período fundamental de vibración de la estructura.

To: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Tc: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Z: Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

Dicho espectro obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5% se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:

$$Sa = \eta ZFa \text{ para } 0 \leq T \leq Tc \quad (47)$$

$$Sa = \eta ZFa \left(\frac{Tc}{T} \right)^r \text{ para } T > Tc \quad (48)$$

Donde:

Tc : Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T : Periodo fundamental de vibración de la estructura

r : Factor que depende de la ubicación geográfica del proyecto, en este caso al tratarse de un suelo tipo C, $r = 1$.

Los valores de la relación de amplificación espectral, $\eta(Sa/Z, \text{ en roca})$, que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

- $\eta = 1.8$ para provincias de la costa (excepto Esmeraldas).
- $\eta = 2.48$ para provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$ para provincias del Oriente.

Para análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de Sa debe evaluarse mediante la ecuación (49), para valores de periodo de vibración menores a T_0 :

$$S_a = ZF_a \left[1 + (\eta + 1) \frac{T}{T_0} \right] \text{ para } T \leq T_0 \quad (49)$$

$$T_0 = 0.10 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad (50)$$

Donde T_0 es el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

4.3.3.3. Metodología del diseño sismoresistente

Coeficiente de importancia I

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño (Tabla 10).

Tabla 10. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

("Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico. Diseño Sismo Resistente," 2015)

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Límites permisibles de la deriva de piso

Se debe comprobar que la estructura presenta deformaciones inelásticas controlables. Por lo tanto los límites de la deriva inelástica máxima se expresan en la Tabla 11.

Tabla 11. Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso.

("Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico. Diseño Sismo Resistente," 2015)

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

4.3.3.4. Configuración estructural

Para el siguiente proyecto se considerará una configuración regular en planta y en elevación como se aprecia en la siguiente figura (Figura 40).

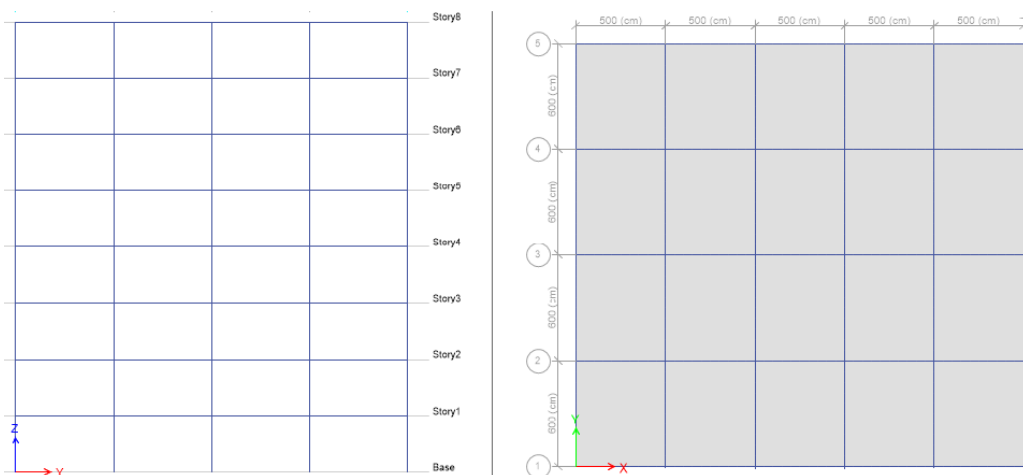


Figura 40. Vista del edificio en planta y en elevación.

Esta estructura es simple y regular para lograr un adecuado desempeño sísmico. Por lo tanto se tiene las siguientes configuraciones (Figura 41).

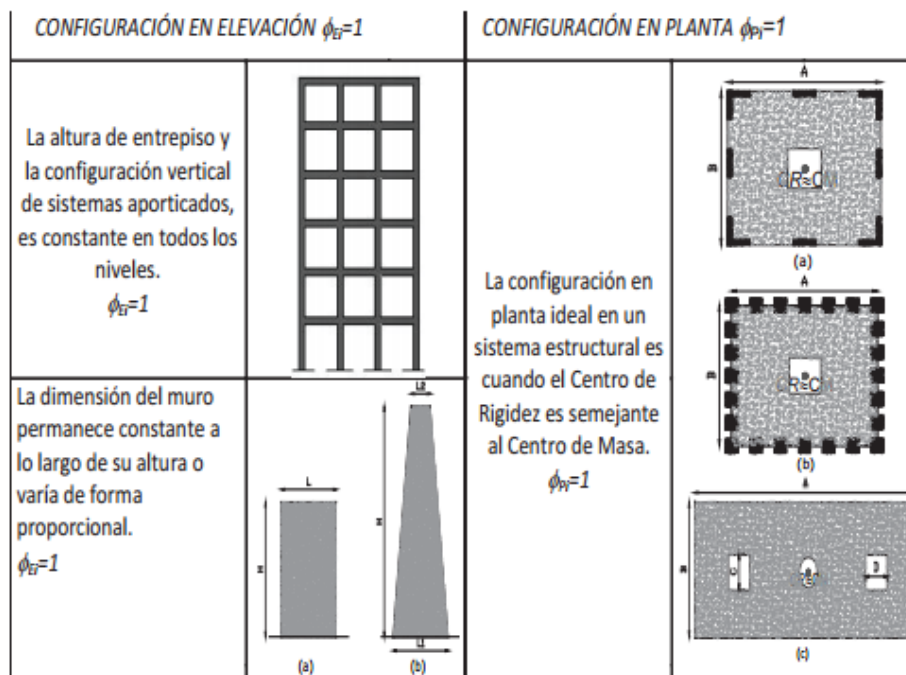


Figura 41. Configuraciones estructurales adoptadas.

("Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico. Diseño Sismo Resistente," 2015)

4.3.3.5. Procedimiento de cálculo de fuerzas sísmicas estáticas

Cortante Basal de diseño V

El cortante basal total de diseño V, a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante la siguiente expresión.

$$V = \frac{ISa(Ta)}{R\phi_P\phi_E}W \quad (51)$$

Donde:

Sa (Ta): Espectro de diseño en aceleración.

ϕ_P y ϕ_E : Coeficientes de configuración en planta y elevación.

I: Coeficiente de importancia.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

V: Cortante basal total de diseño.

W: Carga sísmica reactiva.

Ta: Período de vibración.

Carga sísmica reactiva W

Esta carga no depende de ningún método de análisis estructural, sino que únicamente es igual a la carga muerta de toda la estructura (peso propio), incluyendo sobrecarga y peso de las paredes, por lo tanto:

$$W = D \quad (52)$$

Para casos especiales como bodegas y almacenes se incluye la carga viva de cada piso, entonces:

$$W = D + 0.25L_i \quad (53)$$

Factor de reducción de resistencia sísmica R

El factor R se debe tomar de las tablas del código y, se deben cumplir los requerimientos del sistema estructural indicado en la tabla para usar el factor R que se indica. A continuación se muestra en la Tabla 12, los factores R para sistemas estructurales duales.

Tabla 12. Coeficientes R para sistemas estructurales duales.

("Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico. Diseño Sismo Resistente," 2015)

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8

Espectro de diseño en aceleración $S_a(T_a)$

El período de vibración aproximativo de la estructura T , para cada dirección principal, será estimado a partir de la siguiente igualdad:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (54)$$

Donde:

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio (Tabla 13).

h_n : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

Tabla 13. Coeficientes C_t y α para diferentes tipos de estructuras.

("Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico. Diseño Sismo Resistente," 2015)

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Los valores C_t y h_n se consideraran para ambos escenarios: sin arriostramiento para la estructura que no posee disipadores, con arriostramiento para la estructura que los posee.

El valor de T obtenido permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento y también permite determinar el valor S_a del espectro en aceleraciones.

Una vez definido todos los parámetros de la carga sísmica se determina los espectros de diseño: elástico e inelástico. En el software (ETABS) se debe ingresar el espectro inelástico, que no es más que la división del espectro elástico para el factor de

reducción de resistencia R , en la siguiente tabla resumen (Tabla 14) se aprecia los valores de los parámetros utilizados.

Tabla 14. Parámetros utilizados para el Espectro.

PARAMETRO	SIMBOLO	VALOR
Factor de zona	z	0.5
Factores de sitio	F_a	1.18
	F_d	1.06
	F_s	1.23
Coeficientes de regularidad en planta y elevación	ϕ_P	1
	ϕ_E	1
Factor de importancia	I	1
Factor de reducción	R	8
Razón de aceleración y período	η	1.8

Entonces:

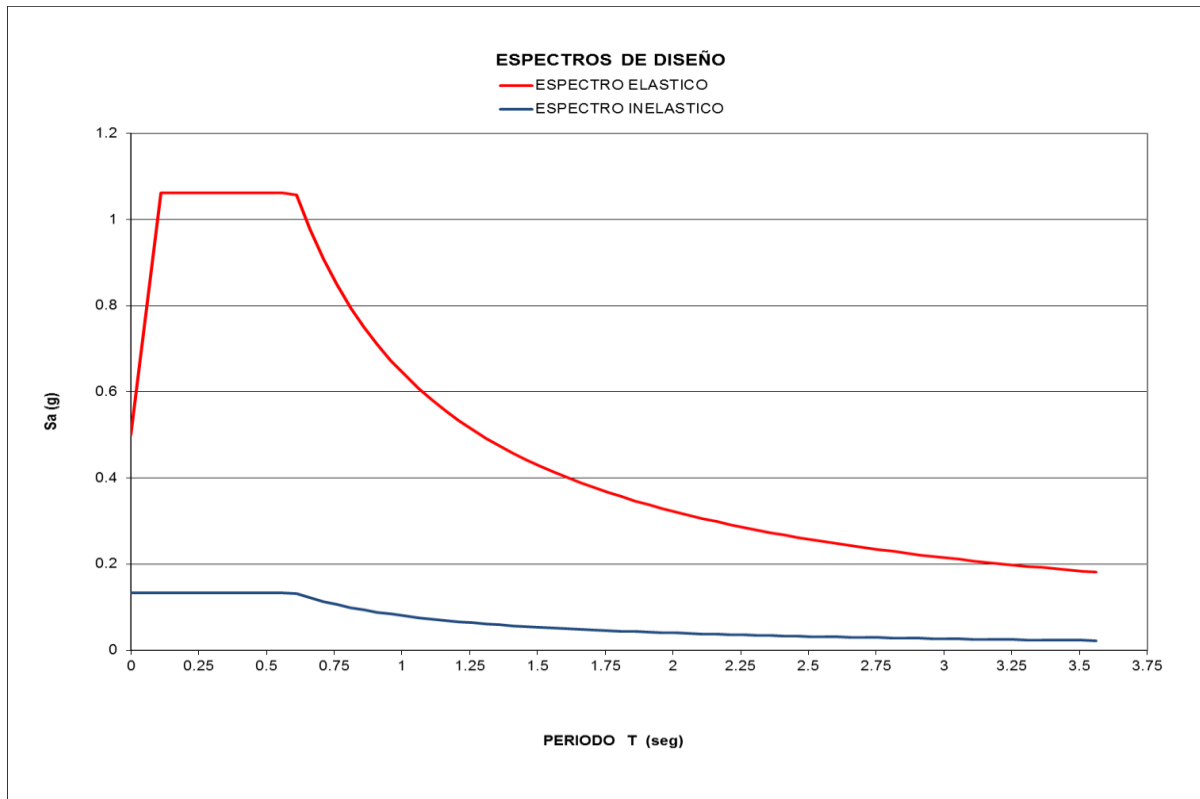


Figura 42. Espectros de diseño.

Distribución vertical de fuerzas laterales

Esta distribución se asemeja a una distribución lineal, dependiente del periodo de vibración fundamental T_a , basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando la siguiente expresión.

$$F_X = \frac{w_X h_X^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad (55)$$

Donde:

w_X : Peso correspondiente al nivel x de la estructura (incluye la fracción de la carga viva correspondiente).

w_x : Peso correspondiente al nivel i de la estructura (incluye la fracción de la carga viva correspondiente).

h_x : Altura del piso x de la estructura.

h_i : Altura del piso i de la estructura.

k : Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura.

n : Número de pisos.

V : Cortante basal dinámico de la estructura.

F_x : Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.

El coeficiente k es relacionado con el periodo de vibración de la estructura, tal como se expresa en la Tabla 15 .

Tabla 15. Coeficiente k .

("Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico. Diseño Sismo Resistente," 2015)

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

4.3.3.6. Procedimiento dinámico de cálculo de fuerzas sísmicas

Análisis modal espectral

Para este análisis se debe usar el espectro sísmico, para ello la NEC -15 indica que se considera en el análisis todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios periodos de vibración, de tal manera que la participación de la masa modal acumulada sea por lo menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas, que para este caso serían las direcciones X e Y .

Para este análisis el cortante basal tiene que ser ajustado y es así que el cortante dinámico total en la base, obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser menor que el 80 % del cortante basal obtenido por el método estático.

Control de deriva de piso

Las derivas serán controladas utilizando como método el ya descrito análisis modal espectral. La NEC -15 indica que en una estructura metálica la deriva inelástica Δ_M , debe ser menor al 2% (0.02), y se calcula con la siguiente ecuación:

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E \quad (56)$$

Donde $R = 8$ y Δ_E es la deriva elástica que se la define como la razón entre el desplazamiento relativo en el entrepiso considerado, obtenido por un análisis elástico de la estructura y la altura del entrepiso estudiado.

Análisis paso a paso en el tiempo

Para este procedimiento, de acuerdo a la NEC -15, se usarán acelerogramas en el sitio específico, estos análisis se realizarán utilizando dos componentes horizontales de aceleración, los cuales deben aplicarse simultáneamente al modelo, a fin de considerar efectos torsionales.

Los resultados de estos análisis se mostrarán mediante el control de derivas para cada sismo utilizado, a continuación se muestra los sismos que se utilizó para los análisis con su respectivo espectro en unidades de gravedad. Los sismos a ser utilizados son 3 de los sismos medidos en el pasado evento sísmico ocurrido el 16 de abril del 2016 en la provincia de Manabí, en cada uno de estos se muestra su respectivo PGA. En el edificio la dirección X está representada por la letra N y la dirección Y por la letra E, todas las siguientes graficas se generaron con la ayuda del software "PTC Mathcad Prime 3.0".

SISMO AMNT: 50.04 segundos

AMNT-E

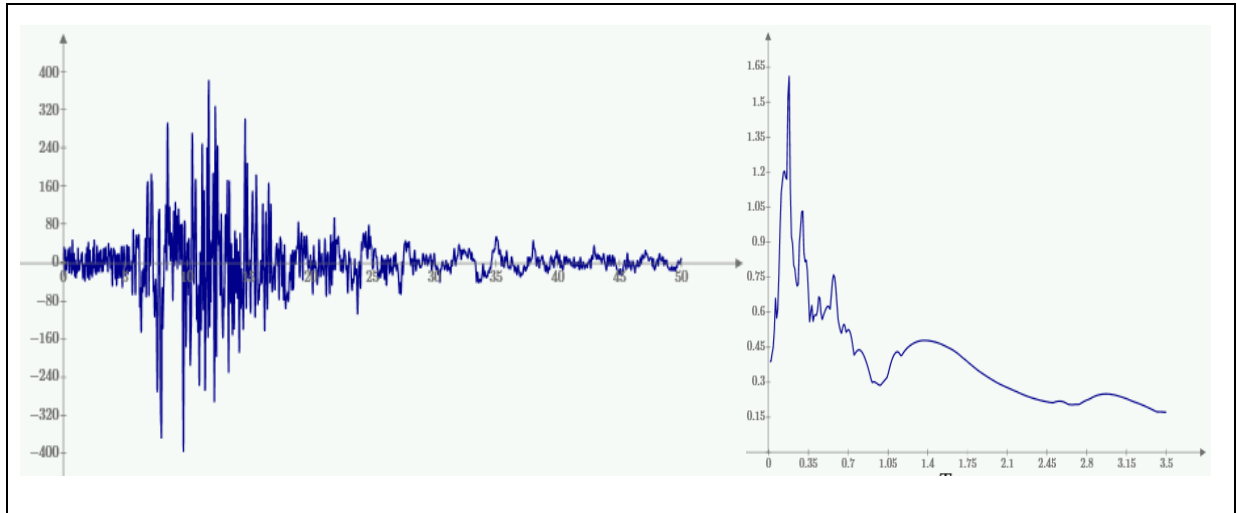


Figura 43. Aceleración y espectro del sismo AMNT-E.

PGA=0.39

AMNT-N

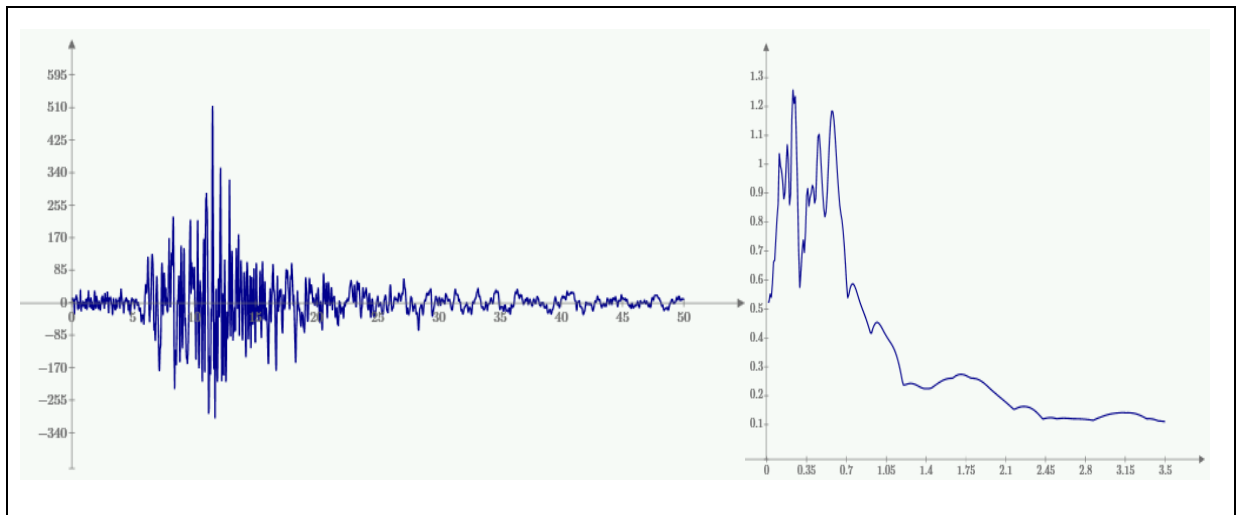


Figura 44. Aceleración y espectro del sismo AMNT-N.

PGA=0.524

SISMO AGYE: 100.02 segundos

AGYE-E

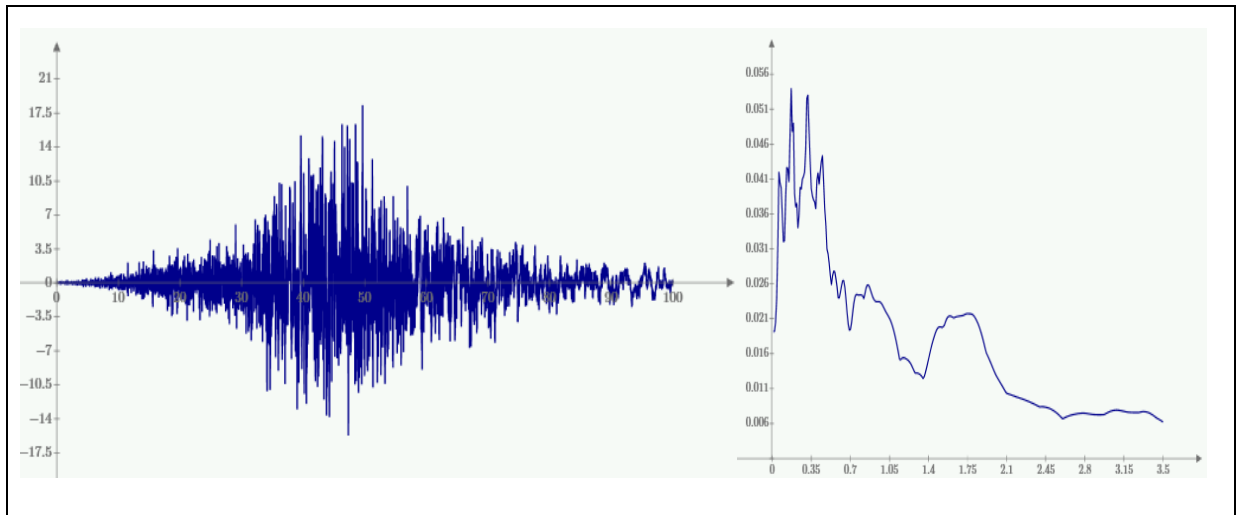


Figura 45. Aceleración y espectro del sismo AGYE-E.

PGA=0.019

AGYE-N

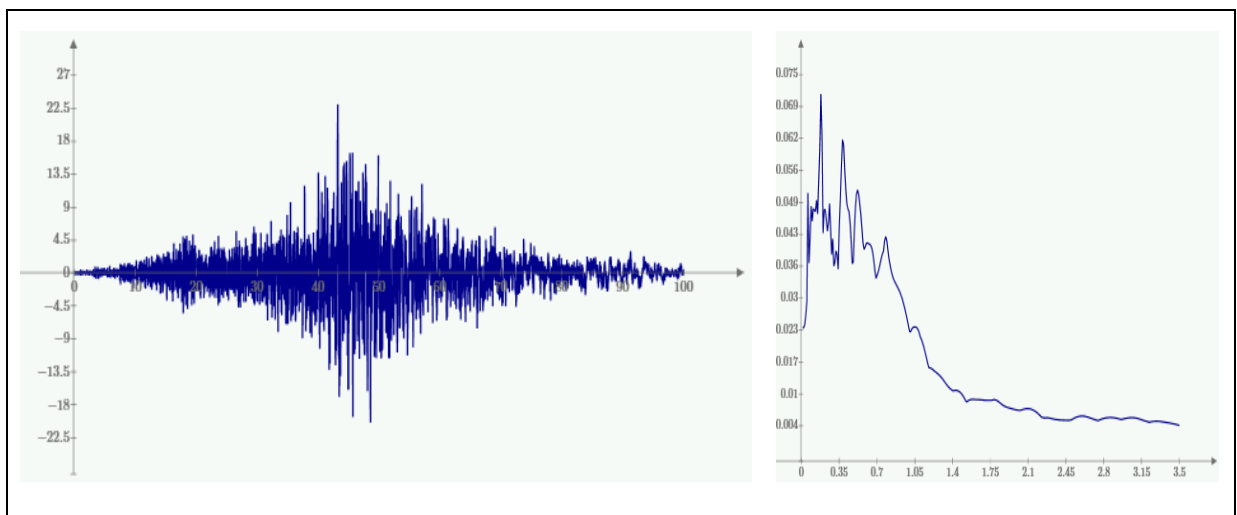


Figura 46. Aceleración y espectro del sismo AGYE-N.

PGA=0.023

SISMO AOTA: 130.01 segundos

AOTA-E

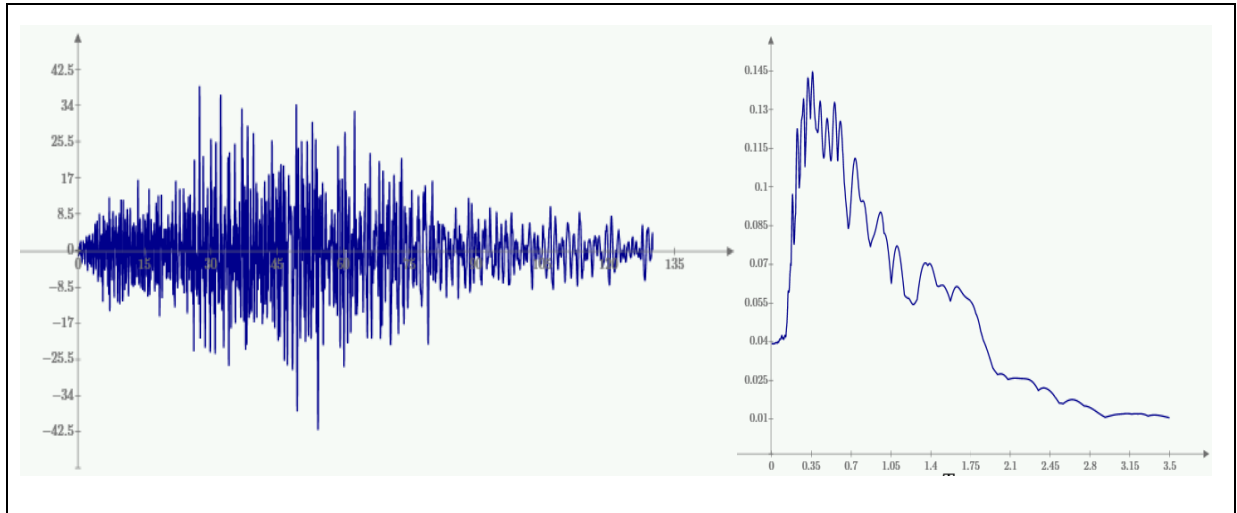


Figura 47. Aceleración y espectro del sismo AOTA-E.

PGA=0.039

AOTA-N

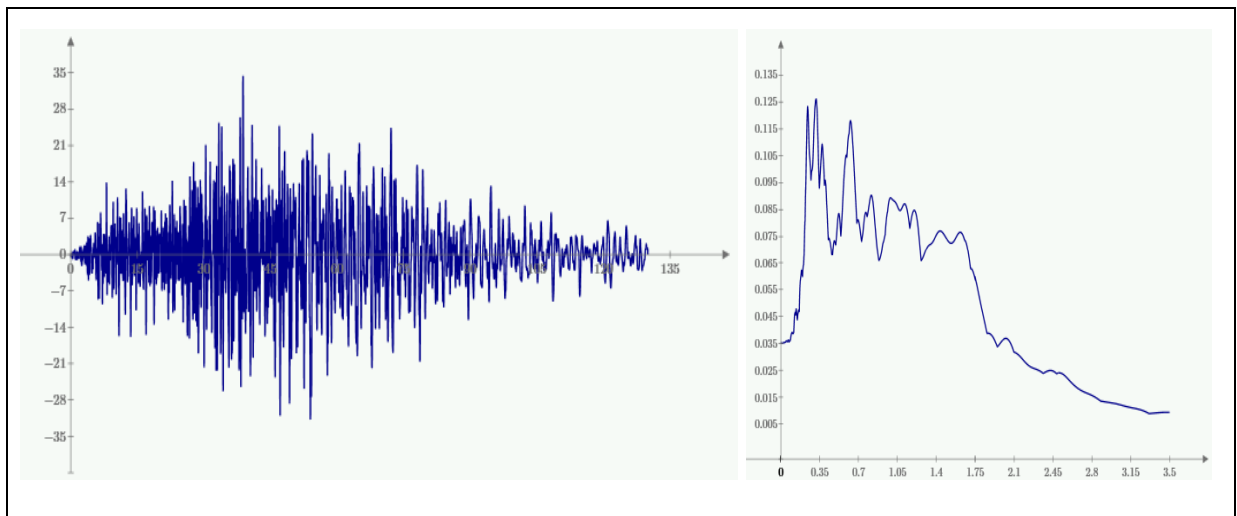


Figura 48. Aceleración y espectro del sismo AOTA-N.

PGA=0.035

4.4. COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga se utilizarán las de la Norma Ecuatoriana (Tabla 16), estas combinaciones son prácticamente las mismas del código ASCE. En el diseño debido a las condiciones climáticas no se considera la carga de viento ni la carga de granizo.

Tabla 16. Combinaciones de cargas.

(*"Norma Ecuatoriana de la Construcción. Cargas (no sísmicas)," 2015*)

	D	L	E
COMBINACION 1	1.4		
COMBINACION 2	1.2	1.6	
COMBINACION 3	1.2	1	
COMBINACION 4	1.2	1	
COMBINACION 5	1.2	1	1
COMBINACION 6	0.9		
COMBINACION 7	0.9		1

Donde:

L es la carga viva, D es la carga muerta y E es la carga sísmica.

Las combinaciones 5 y 7 se expresan de la siguiente manera (Tabla 17, Tabla 18), debido a que se incluye la carga sísmica y se debe considerar la dirección de aplicación, suponiendo la concurrencia simultánea del 100 % de estas fuerzas en una dirección y el 30% de las cargas sísmicas en la dirección perpendicular.

Tabla 17. Subdivisión de la combinación 5.

COMBINACION 5	D	L	Sx	Sy	Sx+	Sx-	Sy+	Sy-
COMBINACION 5-1	1.2	1	1	0.3				
COMBINACION 5-2	1.2	1		0.3	1			
COMBINACION 5-3	1.2	1		0.3		1		
COMBINACION 5-4	1.2	1	1	-0.3				
COMBINACION 5-5	1.2	1		-0.3	1			
COMBINACION 5-6	1.2	1		-0.3		1		
COMBINACION 5-7	1.2	1	0.3	1				
COMBINACION 5-8	1.2	1	0.3				1	
COMBINACION 5-9	1.2	1	0.3					1
COMBINACION 5-10	1.2	1	-0.3	1				
COMBINACION 5-11	1.2	1	-0.3				1	
COMBINACION 5-12	1.2	1	-0.3					1

Tabla 18. Subdivisión de la combinación 7.

COMBINACION 7	D	Sx	Sy	Sx+	Sx-	Sy+	Sy-
COMBINACION 7-1	0.9	1	0.3				
COMBINACION 7-2	0.9		0.3	1			
COMBINACION 7-3	0.9		0.3		1		
COMBINACION 7-4	0.9	1	-0.3				

COMBINACION 7-5	0.9	-0.3	1	
COMBINACION 7-6	0.9	-0.3		1
COMBINACION 7-7	0.9	0.3	1	
COMBINACION 7-8	0.9	0.3		1
COMBINACION 7-9	0.9	0.3		1
COMBINACION 7-10	0.9	-0.3	1	
COMBINACION 7-11	0.9	-0.3		1
COMBINACION 7-12	0.9	-0.3		1

Dónde: S_x , S_y es la carga sísmica en su respectiva dirección y S_{x+} , S_{x-} , S_{y+} y S_{y-} son las cargas que se deben a las excentricidades.

4.5. CARGAS APLICADAS

Las cargas aplicadas a la estructura sin disipadores y con disipadores se aprecian en la Tabla 19, considerando el último piso como cubierta.

Tabla 19. Cargas aplicadas a la estructura.

	Carga Viva	240	Kg/m ²
CARGAS DE PISO	Sobrecarga	100	Kg/m ²
	Paredes	250	Kg/m ²
CARGAS DE CUBIERTA	Carga Viva	100	Kg/m ²

4.6. MATERIALES

El material a utilizar para las vigas, columnas, diagonales y disipadores es de acero ASTM A36 , mientras que para la losa se utiliza el material de hormigón con resistencia a la compresión igual a 280 Kg/cm². A continuación se describen las propiedades de los materiales que se usan (Tabla 20, Tabla 21).

Acero:

Tabla 20. Propiedades del material de acero.

PROPIEDADES	SIMBOLOS	VALOR	UNIDADES
Peso específico	γ_a	7850	Kg/m ³
Límite de fluencia	F_y	2530	Kg/cm ²
Módulo de elasticidad	E	2100000	Kg/cm ²
Coefficiente de Poisson	ν	0.3	

Hormigón:

Tabla 21. Propiedades del material de hormigón.

Propiedades	Símbolos	Valor	Unidades
Peso específico	γ_h	2400	Kg/m ³
Resistencia a los 28 días	f'_c	280	Kg/cm ²
Módulo de elasticidad	E	282500	Kg/cm ²
Coefficiente de Poisson	ν	0.2	

4.7. VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La revisión del diseño estructural se realiza a través de la herramienta de ETABS, Steel Frame Design, en la opción de Start Design/Check basado en el código de diseño AISC 360-10 por el método LRFD. Esta herramienta analiza todos los resultados de todas las combinaciones de carga considerando para el diseño los valores críticos con respecto a flexión, cortante y fuerza axial.

De esta herramienta se deben tomar en cuenta 2 parámetros importantes para considerar adecuado el diseño estructural:

- La relación Demanda/Capacidad en vigas y columnas está basado en un análisis PMM (P-M2-M3, comportamiento fuerza axial/momento biaxial), el cual se basa en la sumatoria, de las relaciones fuerza axial/fuerza resistencia, momento mayor /momento mayor plástico (M_{P3-3}) y momento menor/momento menor plástico (M_{P2-2}), debe ser mayor a la unidad como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_{u \text{ mayor}}}{\phi M_{p \text{ mayor}}} + \frac{M_{u \text{ menor}}}{\phi M_{p \text{ menor}}} < 1$$

- La relación de capacidad viga/columna (Beam/Column Capacity Ratios) no debe ser mayor a la unidad (criterio de columna fuerte – viga debil).

4.7.1. CRITERIO COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL

Para cumplir con este criterio se sigue la norma estadounidense para conexiones de acero (ANSI/AISC 358-10), entonces se tiene la siguiente relación que se debe cumplir en las conexiones de vigas y columnas.

$$\frac{\sum M_{pv}}{\sum M_{pc}} < 1 \quad (57)$$

Donde:

$\sum M_{pv}$: es la sumatoria de los momentos plásticos de todas las vigas que llegan a la conexión analizada.

$\sum M_{pc}$: es la sumatoria de los momentos plásticos de todas las columnas que llegan a la conexión analizada.

A su vez estas relaciones según el método de diseño LRFD sin considerar RBS (reducción en la sección), son iguales a:

$$\sum M_{pv} = \sum (C_{pr} * R_y * f_y * Z_v) \quad (58)$$

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c(f_y - P_{uc}/A_g) \quad (59)$$

Donde:

A_g : Área bruta de la sección (in²).

Z_v : Módulo de sección de viga (in³).

Z_c : Módulo de sección de columna (in³).

f_y : Esfuerzo de fluencia ($f_y = 35.985 \text{ ksi}$).

P_{uc} : Carga de compresión última (kips).

R_y : Relación del esfuerzo de fluencia esperado, sobre el esfuerzo de fluencia mínimo, f_y , este coeficiente depende del material que se utiliza, como se trata de acero A36, entonces $R_y = 1.5$.

C_{pr} : Factor a tomar en cuenta para la fuerza de conexión, incluyendo endurecimiento por deformación, reducción local, refuerzo adicional y otras condiciones de conexión, el valor de C_{pr} tiene que escogerse el menor valor entre la siguiente igualdad.

$$C_{pr} = \frac{f_y + f_u}{2f_y} \leq 1.2 \quad (60)$$

Donde f_u es el esfuerzo ultimo del material seleccionado ($f_u = 58.03 \text{ ksi}$).

4.7.2. DEMANDA – CAPACIDAD DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para las vigas y columnas se usa el método LRFD para el cálculo del momento plástico, entonces, el momento plástico nominal se describe en la siguiente ecuación.

$$\phi M_p = \phi * Z * f_y \quad (61)$$

Donde ϕ es el factor de reducción por el método LRFD y tiene un valor de 0.9, Z es el módulo de sección y f_y es el límite de fluencia.

La resistencia de compresión nominal se describe en la sección E3 de la norma AISC 360-10 para elementos no esbeltos, tal como se describe a continuación.

$$P_n = F_{CR} * A_g \quad (62)$$

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{CR} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] * F_y$

(b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{CR} = 0.877 * F_e$

Donde F_e es la tensión de pandeo elástico determinada por la siguiente ecuación.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \quad (63)$$

4.8. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO SIN DISIPADORES EN EL PROGRAMA ETABS

A continuación se presenta el análisis y diseño del edificio sin disipadores para el cual se tomarán en cuenta ciertas consideraciones de modelamiento en el programa ETABS; sin embargo se debe tener presente que los parámetros ingresados en el programa, muestren los resultados correctos, para esto se verificarán ciertos resultados mediante comprobaciones manuales. Se realizan análisis lineal estático y dinámico (modal espectral, tiempo-historia), de tal manera que el comportamiento de la estructura sea satisfactorio, cumpliendo con los requerimientos establecidos por la Norma Ecuatoriana.

4.8.1. CONSIDERACIONES EN EL PROGRAMA ETABS

En el siguiente diseño se debe cumplir con los reglamentos de la Norma Ecuatoriana, para ello la estructura diseñada debe tener la capacidad de resistir las cargas anteriormente descritas en 4.3.1, 4.3.2 y 4.3.3 y también la deriva inelástica máxima de cualquier piso no debe exceder los límites permisibles, en este caso sería del dos por ciento.

- El edificio se encuentra en la ciudad de Portoviejo, es de ocho pisos empotrado en toda la cimentación, en el eje X posee cinco vanos asignados con las letras desde la A hasta la F y en el eje Y cuatro vanos asignados con los números del 1 al 5.

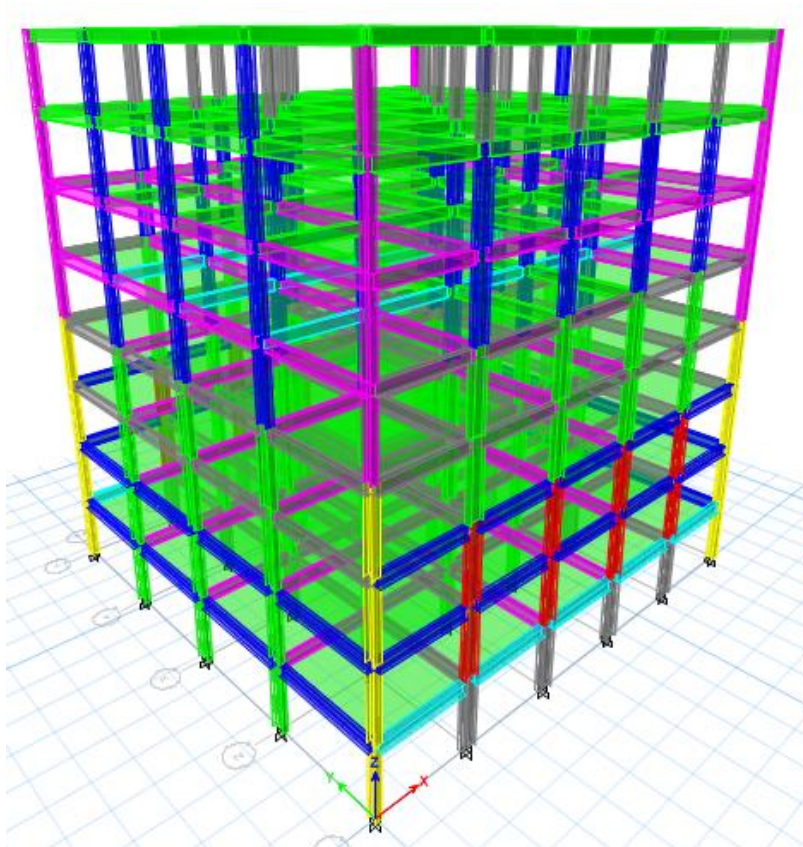


Figura 49. Estructura modelada en ETABS.

- Las vigas y columnas fueron modeladas como elementos tipo Frame y las conexiones entre estas son rígidas por lo que se considera que es un pórtico especial de acero.

- Se considera un amortiguamiento crítico del 5 %.
- En cada nivel se colocaron diafragmas rígidos, ya que la losa proporciona un espesor que tiene la rigidez necesaria para que todos los puntos de un mismo piso se encuentren unidos.
- Para el análisis sísmico las losas fueron modeladas como elementos tipo membrana con un espesor de 15 centímetros y una resistencia a los 28 días de 280 Kg/cm².

Conexiones a corte

Este tipo de conexiones son consideradas articulaciones y se colocan en las vigas dependiendo de las uniones viga-columna. Son condiciones que se utilizan para restringir que no se genere momento en las uniones donde las vigas se conecten a la sección débil de la columna, tal como se muestra en la Figura 50. Los círculos que se presentan en la misma figura representan las conexiones que restringen el momento.

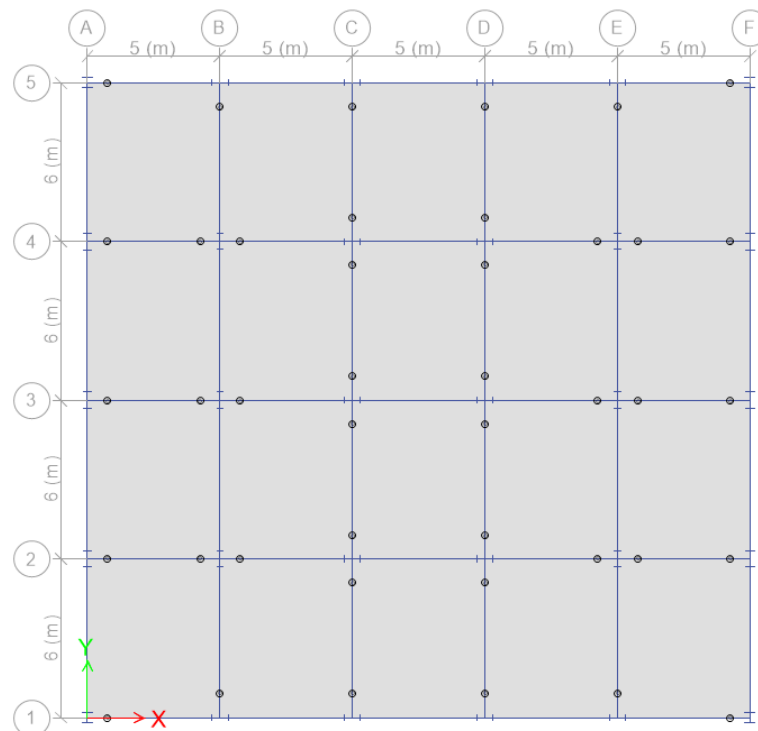


Figura 50. Articulaciones utilizadas.

Vigas y columnas

The image displays a 3D perspective view of a multi-story building frame. The frame is composed of vertical columns and horizontal beams, color-coded by member type: columns are blue, beams are green, and floor slabs are yellow. A 2D section view is overlaid on the left side of the 3D model, showing a cross-section of the frame. This section view includes labels for vertical members (V1, V2, V3) and horizontal members (C1, C2). The section view also shows the connection details between the members, with labels for the beam and column sizes (W21X101 and W24X207). A red arrow points to the section view, indicating the location of the cut.

David Ricardo Villavicencio Astudillo.
Pablo Hernán Zúñiga Galarza.

COLUMNA FUERTE – VIGA DÉBIL

La Tabla 22 muestra el cálculo en el pórtico de interés de acuerdo a la sección 4.7.1.

Tabla 22. Verificación de columna fuerte – viga débil.

Conexión	Sección	Elemento	Puc Kips	Z in3	Mp Kip-in	Σ	ΣMpv/ΣMpc
1	W21X101	Viga	-	253	16387.569	32775.14	0.896
	W21X101	Viga			16387.569		
	W24X207	Columna	351.827	606	18294.436	36588.87	
	W24X207	Columna			18294.436		
2	W21X101	Viga	-	253	16387.569	32775.14	0.900
	W21X101	Viga			16387.569		
	W24X207	Columna	360.318	606	18209.666	36419.33	
	W24X207	Columna			18209.666		

En ETABS se tiene los siguientes resultados (Figura 52), lo cual significa que el procedimiento realizado es el correcto.



Figura 52. Resultados de columna fuerte – viga débil en ETABS.

DEMANDA – CAPACIDAD

A continuación se realiza el análisis del pórtico que se muestra en la Figura 51 con la metodología 4.7.2. En la Tabla 23, se presenta las propiedades necesarias para los cálculos de las secciones y en la Tabla 24, se muestran los resultados. Cabe recalcar que los resultados mostrados son para la combinación de carga 5-9, que resultó la más desfavorable para el pórtico de análisis.

Tabla 23. Propiedades de las secciones de análisis.

Sección	A cm ²	Z mayor cm ³	Z menor cm ³	L cm	ry cm	K
W24X207	391.6	9930.6	2245	350	7.838	0.844
W21X101	192.3	4145.9	1011.1	600	7.327	0.771

NOTA: Los valores del parámetro K se obtienen mediante nomogramas.

Sección W24X207

Momento Plástico:

$$\phi M_p = 0.9 * 9930.6 * 2.53 = 22611.976 \text{ ton} - \text{cm}$$

Momento Plástico Menor:

$$\phi M_p = 0.9 * 2245 * 2.53 = 5111.865 \text{ ton} - \text{cm}$$

Resistencia de compresión nominal:

$$\frac{0.844 * 350}{7.838} \leq 4.71 \sqrt{\frac{2100}{2.53}}$$

$$37.688 < 135.697$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2100}{\left(\frac{0.844 * 350}{7.838}\right)^2} = 14.592 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_{CR} = \left[0.658^{\frac{2.53}{14.592}}\right] * 2.53 = 2.353 \text{ ton/cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.9 * 2.353 * 391.6 = 829.291 \text{ ton}$$

Sección W21X101

Momento Plástico Mayor:

$$\phi M_p = 0.9 * 4145.9 * 2.53 = 9440.214 \text{ ton} - \text{cm}$$

Momento Plástico Menor:

$$\phi M_p = 0.9 * 1011.1 * 2.53 = 2302.275 \text{ ton} - \text{cm}$$

Resistencia de compresión nominal:

$$\frac{0.771 * 600}{7.327} \leq 4.71 \sqrt{\frac{2100}{2.53}}$$

$$63.136 < 135.697$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2100}{\left(\frac{0.771 * 600}{7.327}\right)^2} = 5.199 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_{CR} = \left[0.658^{\frac{2.53}{5.199}}\right] * 2.53 = 2.064 \text{ ton/cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.9 * 2.064 * 192.3 = 357.216 \text{ ton}$$

Tabla 24. Resultados de verificación demanda capacidad para el pórtico de análisis.

Sección	Elemento	Pu Ton	Mu mayor Ton-cm	Mu menor Ton-cm	ΦP_n Ton	ΦM_p mayor Ton-cm	ΦM_p menor Ton-cm	$P_u/2\Phi P_n$	$M_u/\Phi M_n$ mayor	$M_u/\Phi M_n$ menor	Demanda/C apacidad	Estado
W24X207	Columna 1	95.631	6664.818	111.411	829.291	22611.976	5111.865	0.058	0.295	0.022	0.374	OK
W24X207	Columna 2	99.87	6650.652	132.002	829.291	22611.976	5111.865	0.060	0.294	0.026	0.380	OK
W21X101	Viga 1	0	3317.051	0	357.216	9440.214	2302.275	0.000	0.351	0.000	0.351	OK
W21X101	Viga 2	0	3325.349	0	357.216	9440.214	2302.275	0.000	0.352	0.000	0.352	OK
W21X101	Viga 3	0	3305.291	0	357.216	9440.214	2302.275	0.000	0.350	0.000	0.350	OK

En la Figura 53, se muestran los resultados obtenidos del ETABS, donde se comprueba que los cálculos realizados anteriormente son correctos.

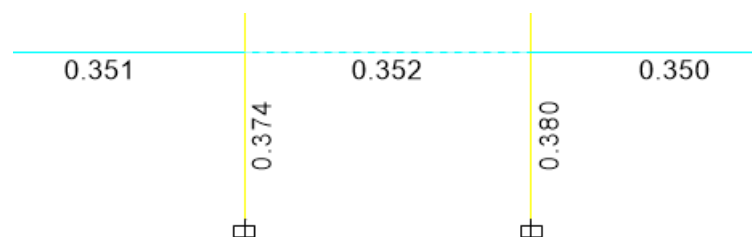


Figura 53. Resultados del análisis PMM en ETABS.

Losas

Las losas se representan mediante elementos tipo membrana, para que la rigidez de las mismas no contribuya a la estructura y así evitar la participación de estas en el control de derivas. Todas las losas, tienen un espesor de 15 centímetros y una

resistencia a los 28 días de 280 Kg/cm². La siguiente figura (Figura 54), detalla las dimensiones de la losa en un vano cualquiera del edificio.

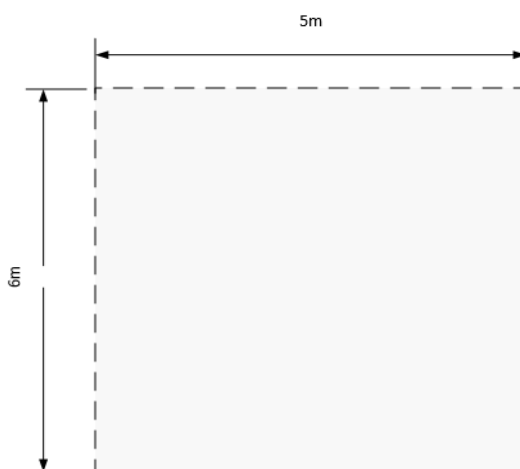


Figura 54. Dimensiones de la losa en un vano.

4.8.3. ANÁLISIS ESTÁTICO

4.8.3.1. Cortante Basal

El cortante en la base de la estructura es calculado mediante el procedimiento anteriormente descrito en 4.3.3.5, en resumen el corte en la base viene dado por la siguiente relación.

$$V = C_s * W \quad (64)$$

Al momento de ingresar la carga sísmica en el software ETABS se considera el coeficiente C_s y el coeficiente k , estos se calculan de la siguiente manera:

$$C_s = \frac{ISa(T_a)}{R\phi_p\phi_E} \quad (65)$$

Para encontrar este término se requiere la aceleración en el periodo T_a , el cual se calcula con la ecuación (54). Donde C_t es igual a 0.072, la altura de toda la estructura (h_n) es 28 metros y α es 0.8, por lo tanto el periodo T_a es igual a 1.0352 segundos y su aceleración es 0.76364 m/s².

Entonces con la ecuación (65) se procede a calcular C_s .

$$C_s = \frac{1 * 0.76364}{8 * 1 * 1} = 0.0955$$

El coeficiente k viene dado por la Tabla 15, por lo tanto.

$$k = 0.75 + 0.50 * 1.0352 = 1.267$$

Una vez definidos estos coeficientes, ahora se calcula el cortante basal de diseño, para el cual se necesita conocer el valor de la carga reactiva W , esta carga es igual a la suma de todo el peso propio y también de las cargas adicionales de sobrecarga y paredes, las cuales dan un resultado de 3635.49 toneladas, por lo tanto utilizando la ecuación (64) se tiene.

$$V = 0.0955 * 3635.50 = 347.18 \text{ ton}$$

Para ingresar la carga sísmica en ETABS se utiliza la forma de uso de coeficientes y se debe ingresar estos valores calculados, tal como se aprecia en la siguiente figura (Figura 55), considerando una excentricidad en ambas direcciones del 5 %.

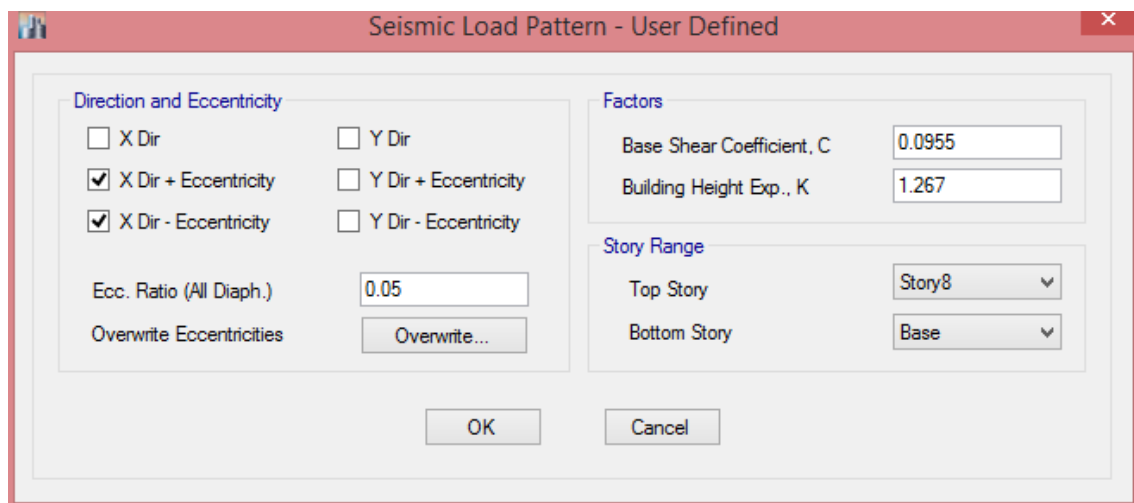


Figura 55. Coeficientes de la carga sísmica introducidos en el programa.

4.8.3.2. Distribución de fuerzas laterales

A continuación se tiene la distribución de fuerzas laterales, para el cortante estático.

Tabla 25. Distribución de fuerzas laterales para el cortante estático.

Piso	Elevación (m)	Fuerza (X) (Ton)	Fuerza (Y) (Ton)	Fuerza Acumulada (X) (Ton)	Fuerza Acumulada (Y) (Ton)
8	28	54.8009	54.8009	54.8009	54.8009
7	24.5	79.0433	79.0433	133.8442	133.8442
6	21	66.3315	66.3315	200.1757	200.1757
5	17.5	52.9984	52.9984	253.1741	253.1741
4	14	40.917	40.917	294.0911	294.0911
3	10.5	28.6807	28.6807	322.7718	322.7718
2	7	17.194	17.194	339.9658	339.9658
1	3.5	7.2239	7.2239	347.1897	347.1897

4.8.4. ANÁLISIS DINÁMICO

4.8.4.1. Análisis Modal Espectral

Para el análisis modal espectral, primero se realizó el escalonamiento del cortante basal de la siguiente manera (Tabla 26).

Tabla 26. Cortante basal escalado.

CORTANTE ESCALADO		
	Sismo X	Sismo Y
V (Ton)	347.18	347.18
V (Ton) 80%	277.744	277.744
	Spec XX	Spec YY
V (Ton)	180.27	179.29
Factor Escala	1.541	1.549

El factor de escala que se encuentra es el que se multiplicará para cada caso en la gravedad y así se obtiene valores de cortantes de 277.79 toneladas en dirección X y de 277.71 toneladas en dirección Y.

Una vez escalado el cortante en la Tabla 27, se muestra los periodos de los modos de vibración de la estructura, con la participación modal de la masa, en donde se

aprecia que se cumple con lo requerido por la NEC en el modo 9, en el cual se cumple el 90 % de la participación de la masa en todas las direcciones.

Tabla 27. Análisis modal espectral del edificio.

Modo de Vibración	Período (s)	Masa Dirección X	Masa Dirección Y	Masa Acumulada X	Masa Acumulada Y	Masa Rotación Z	Masa Acumulada Z
1	1.346	0	0.7548	0	0.7548	0	0
2	1.327	0.7467	0	0.7467	0.7548	0	0
3	0.952	0	0	0.7467	0.7548	0.7556	0.7556
4	0.471	0	0.1198	0.7467	0.8746	0	0.7556
5	0.467	0.1218	0	0.8685	0.8746	0	0.7556
6	0.338	0	0	0.8685	0.8746	0.1174	0.8729
7	0.260	0	0.0493	0.8685	0.9239	0	0.8729
8	0.254	0.0514	0	0.9199	0.9239	0	0.8729
9	0.189	0	0	0.9199	0.9239	0.0506	0.9235
10	0.168	0	0.0303	0.9199	0.9542	0	0.9235
11	0.166	0.0295	0.00E+00	0.9494	0.9542	0	0.9235
12	0.123	0	0	0.9494	0.9542	0.0297	0.9532

4.8.4.2. Control de derivas para el análisis modal espectral

Se sigue el procedimiento de control de derivas descrito en 4.3.3.6. Las siguientes tablas (Tabla 28, Tabla 29), muestran el cálculo de las derivas para el análisis modal espectral de la estructura estudiada.

Tabla 28. Cálculo de derivas para el análisis modal espectral, dirección X.

CONTROL DE DERIVAS EN DIRECCIÓN X						
Piso	Altura cm	Máximo Desplazamiento Lateral (cm)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica %	Límite %	Estado
8	350	5.881	0.001769	1.061	2	CUMPLE
7	350	5.360	0.002256	1.354	2	CUMPLE
6	350	4.667	0.002519	1.511	2	CUMPLE
5	350	3.861	0.002546	1.528	2	CUMPLE
4	350	3.012	0.002600	1.560	2	CUMPLE
3	350	2.121	0.002615	1.569	2	CUMPLE
2	350	1.212	0.002326	1.396	2	CUMPLE
1	350	0.398	0.001138	0.683	2	CUMPLE

Tabla 29. Cálculo de derivas para el análisis modal espectral, dirección Y.

CONTROL DE DERIVAS EN DIRECCIÓN Y						
Piso	Altura cm	Máximo Desplazamiento Lateral (cm)	Deriva Elástica	Deriva Inelástica %	Límite %	Estado
8	350	5.935	0.001649	0.989	2	CUMPLE
7	350	5.451	0.002147	1.288	2	CUMPLE
6	350	4.799	0.002459	1.475	2	CUMPLE
5	350	4.015	0.002684	1.610	2	CUMPLE
4	350	3.123	0.002622	1.573	2	CUMPLE
3	350	2.225	0.002692	1.615	2	CUMPLE
2	350	1.290	0.002441	1.465	2	CUMPLE
1	350	0.436	0.001246	0.748	2	CUMPLE

4.8.4.3. Análisis paso a paso en el tiempo

Para utilizar los sismos que se explicó en la sección 4.3.3.6 para el análisis tiempo – historia, estos tienen que estar correctamente escalados en su espectro, para el periodo de la estructura, el cual es semejante a 1.34 segundos en ambas direcciones, entonces se tiene.

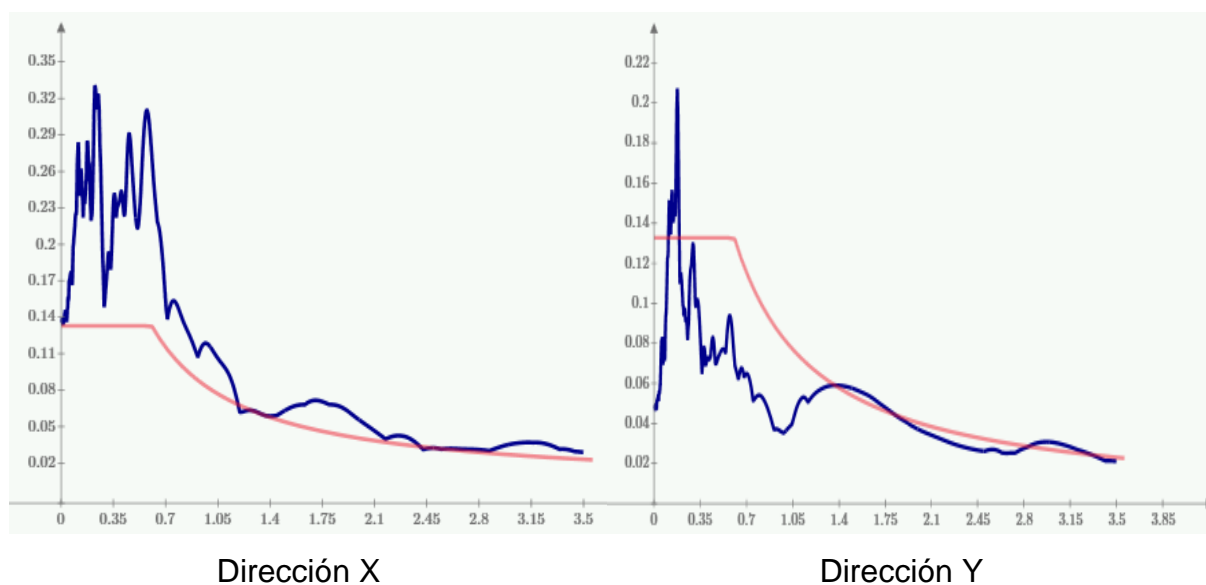


Figura 56. Espectros escalados del sismo AMNT en ambas direcciones.

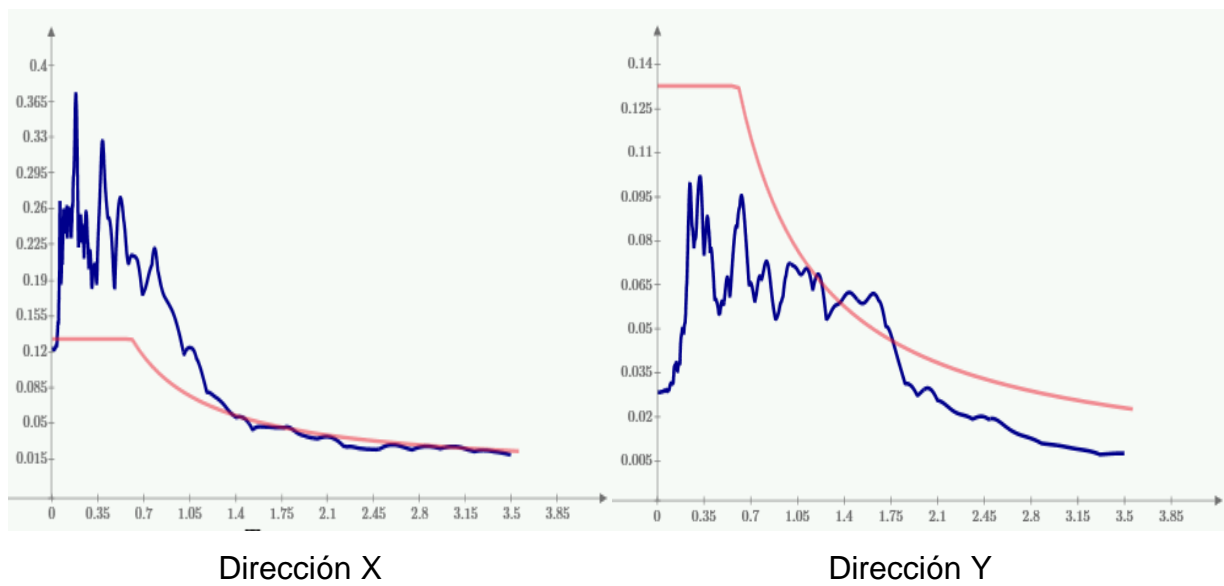


Figura 57. Espectros escalados del sismo AGYE en ambas direcciones.

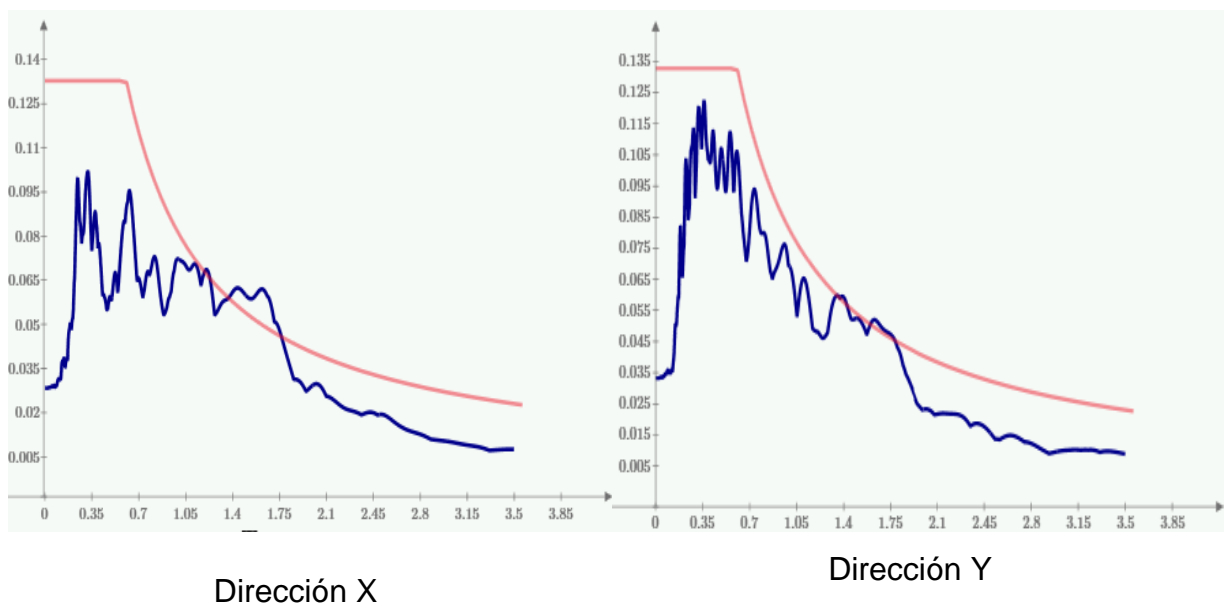


Figura 58. Espectros escalados del sismo AOTA en ambas direcciones.

Para cada sismo utilizado se debe realizar el respectivo control de derivas, por lo tanto se tiene.

SISMO AMNT

Tabla 30. Control de derivas para el sismo AMNT en dirección X.

Piso	Altura cm	Desplazamiento Lateral (cm)		Deriva Elástica		Deriva Inelástica (%)		Límite	Estado	
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima	Máxima	Mínima		Máximo	Mínimo
8	350	7.026	-5.410	0.00220	-0.00251	1.318	-1.508	2	CUMPLE	CUMPLE
7	350	6.262	-4.744	0.00291	-0.00262	1.745	-1.572	2	CUMPLE	CUMPLE
6	350	5.246	-4.315	0.00323	-0.00265	1.935	-1.591	2	CUMPLE	CUMPLE
5	350	4.123	-3.766	0.00309	-0.00235	1.853	-1.412	2	CUMPLE	CUMPLE
4	350	3.112	-3.071	0.00291	-0.00244	1.746	-1.462	2	CUMPLE	CUMPLE
3	350	2.157	-2.232	0.00269	-0.00267	1.611	-1.601	2	CUMPLE	CUMPLE
2	350	1.223	-1.301	0.00235	-0.00248	1.408	-1.490	2	CUMPLE	CUMPLE
1	350	0.401	-0.432	0.00115	-0.00123	0.688	-0.740	2	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 31. Control de derivas para el sismo AMNT en dirección Y.

Piso	Altura cm	Desplazamiento Lateral (cm)		Deriva Elástica		Deriva Inelástica (%)		Límite	Estado	
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima	Máxima	Mínima		Máximo	Mínimo
8	350	4.711	-6.831	0.00146	-0.00144	0.878	-0.866	2	CUMPLE	CUMPLE
7	350	4.421	-6.354	0.00178	-0.00202	1.067	-1.210	2	CUMPLE	CUMPLE
6	350	4.163	-5.677	0.00191	-0.00250	1.146	-1.501	2	CUMPLE	CUMPLE
5	350	3.693	-4.823	0.00208	-0.00295	1.247	-1.767	2	CUMPLE	CUMPLE
4	350	2.977	-3.797	0.00239	-0.00311	1.433	-1.868	2	CUMPLE	CUMPLE
3	350	2.141	-2.723	0.00260	-0.00327	1.558	-1.964	2	CUMPLE	CUMPLE
2	350	1.236	-1.589	0.00235	-0.00300	1.407	-1.798	2	CUMPLE	CUMPLE
1	350	0.423	-0.540	0.00121	-0.00154	0.725	-0.926	2	CUMPLE	CUMPLE

SISMO AGYE

Tabla 32. Control de derivas para el sismo AGYE en dirección X.

Piso	Altura cm	Desplazamiento Lateral (cm)		Deriva Elástica		Deriva Inelástica (%)		Límite	Estado	
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima	Máxima	Mínima		Máximo	Mínimo
8	350	5.532	-6.424	0.00260	-0.00257	1.558	-1.543	2	CUMPLE	CUMPLE
7	350	4.922	-5.632	0.00304	-0.00298	1.825	-1.787	2	CUMPLE	CUMPLE
6	350	4.056	-4.714	0.00293	-0.00302	1.757	-1.814	2	CUMPLE	CUMPLE
5	350	3.049	-3.737	0.00279	-0.00284	1.671	-1.703	2	CUMPLE	CUMPLE
4	350	2.209	-2.866	0.00237	-0.00264	1.419	-1.582	2	CUMPLE	CUMPLE
3	350	1.623	-2.046	0.00193	-0.00251	1.157	-1.508	2	CUMPLE	CUMPLE
2	350	1.016	-1.186	0.00189	-0.00227	1.134	-1.362	2	CUMPLE	CUMPLE
1	350	0.361	-0.394	0.00103	-0.00113	0.619	-0.675	2	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 33. Control de derivas para el sismo AGYE en dirección Y.

Piso	Altura cm	Desplazamiento Lateral (cm)		Deriva Elástica		Deriva Inelástica (%)		Límite	Estado	
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima	Máxima	Mínima		Máximo	Mínimo
8	350	6.410	-6.399	0.00175	-0.00216	1.047	-1.293	2	CUMPLE	CUMPLE
7	350	5.948	-5.772	0.00233	-0.00263	1.396	-1.579	2	CUMPLE	CUMPLE
6	350	5.286	-4.927	0.00260	-0.00285	1.562	-1.708	2	CUMPLE	CUMPLE
5	350	4.399	-4.172	0.00304	-0.00308	1.826	-1.846	2	CUMPLE	CUMPLE
4	350	3.346	-3.491	0.00298	-0.00278	1.789	-1.667	2	CUMPLE	CUMPLE
3	350	2.305	-2.642	0.00293	-0.00298	1.756	-1.787	2	CUMPLE	CUMPLE
2	350	1.281	-1.609	0.00247	-0.00299	1.481	-1.795	2	CUMPLE	CUMPLE
1	350	0.418	-0.562	0.00119	-0.00161	0.716	-0.964	2	CUMPLE	CUMPLE

SISMO AOTA

Tabla 34. Control de derivas para el sismo AOTA en dirección X.

Piso	Altura cm	Desplazamiento Lateral (cm)		Deriva Elástica		Deriva Inelástica (%)		Límite	Estado	
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima	Máxima	Mínima		Máximo	Mínimo
8	350	6.384	-6.518	0.00175	-0.00152	1.051	-0.910	2	CUMPLE	CUMPLE
7	350	5.796	-6.022	0.00229	-0.00205	1.373	-1.229	2	CUMPLE	CUMPLE
6	350	5.023	-5.326	0.00259	-0.00249	1.555	-1.491	2	CUMPLE	CUMPLE
5	350	4.123	-4.465	0.00271	-0.00273	1.624	-1.637	2	CUMPLE	CUMPLE
4	350	3.178	-3.509	0.00280	-0.00295	1.678	-1.771	2	CUMPLE	CUMPLE
3	350	2.207	-2.477	0.00276	-0.00304	1.655	-1.825	2	CUMPLE	CUMPLE
2	350	1.244	-1.412	0.00240	-0.00271	1.439	-1.628	2	CUMPLE	CUMPLE
1	350	0.405	-0.462	0.00116	-0.00132	0.694	-0.793	2	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 35. Control de derivas para el sismo AOTA en dirección Y.

Piso	Altura cm	Desplazamiento Lateral (cm)		Deriva Elástica		Deriva Inelástica (%)		Límite	Estado	
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima	Máxima	Mínima		Máximo	Mínimo
8	350	6.013	-5.889	0.00142	-0.00136	0.850	-0.818	2	CUMPLE	CUMPLE
7	350	5.617	-5.447	0.00189	-0.00182	1.132	-1.091	2	CUMPLE	CUMPLE
6	350	5.032	-4.831	0.00221	-0.00224	1.324	-1.343	2	CUMPLE	CUMPLE
5	350	4.261	-4.067	0.00268	-0.00257	1.606	-1.540	2	CUMPLE	CUMPLE
4	350	3.326	-3.173	0.00276	-0.00261	1.656	-1.565	2	CUMPLE	CUMPLE
3	350	2.362	-2.260	0.00287	-0.00273	1.721	-1.637	2	CUMPLE	CUMPLE
2	350	1.359	-1.305	0.00258	-0.00248	1.548	-1.485	2	CUMPLE	CUMPLE
1	350	0.456	-0.439	0.00130	-0.00126	0.782	-0.753	2	CUMPLE	CUMPLE

Como se puede ver en las tablas mostradas, las derivas se obtuvieron máximas y mínimas respecto a cada sismo y en las direcciones X e Y. La máxima deriva resultó de 1.935 % en dirección X y de 1.964 % en dirección Y, para el sismo AMNT. De esta manera se queda comprobado que las derivas han sido controladas para el máximo permitido por la Norma Ecuatoriana que corresponde al 2%.

4.9. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO CON DISIPADORES EN EL PROGRAMA ETABS

Para la estructura con disipadores se tiene que tomar en cuenta ciertas consideraciones diferentes a las que se tuvo para el edificio sin disipadores, pero la metodología de análisis que se emplean en ambas son las mismas.

A continuación se describe paso a paso los criterios de análisis y diseño de la estructura provista de un sistema de disipación.

4.9.1. CONSIDERACIONES EN EL PROGRAMA ETABS

El edificio que a continuación se diseñará (Figura 59), tiene las mismas características geométricas que el edificio sin disipadores y las consideraciones al momento de modelar el edificio con disipadores, son prácticamente las mismas que el edificio sin este sistema; la diferencia radica en que este edificio, primeramente tendrá que ser diseñado únicamente para cumplir criterios de resistencia, mientras que el control de derivas se realizará una vez colocado el sistema disipativo (diagonales y disipadores).

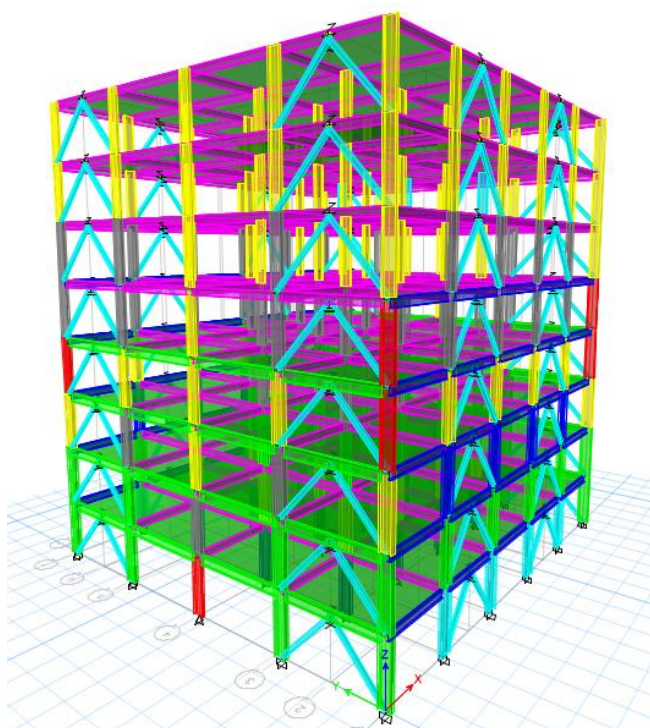


Figura 59. Estructura con disipadores modelada en ETABS.

Las diagonales tienen una configuración chevron.

Los disipadores en el programa ETABS se utilizan mediante un elemento tipo link, en el cual se seleccionará el modelo de multilineal plástico. Este tipo de link es el que representa el modelo bilineal anteriormente descrito en la sección 3.4.

El reto de este diseño es lograr que toda la carga sísmica sea absorbida por las placas para esto se debe configurar las conexiones a corte, como a continuación se explica.

Conexiones a corte

Los conexiones a corte o articulaciones, para el caso del edificio con disipadores, a diferencia de lo explicado en la sección 4.8.1, son colocados en todas las vigas de la estructura como se muestra en la Figura 60, de tal manera que la energía sísmica que ingresa a la estructura sea disipada únicamente a través de los disipadores.

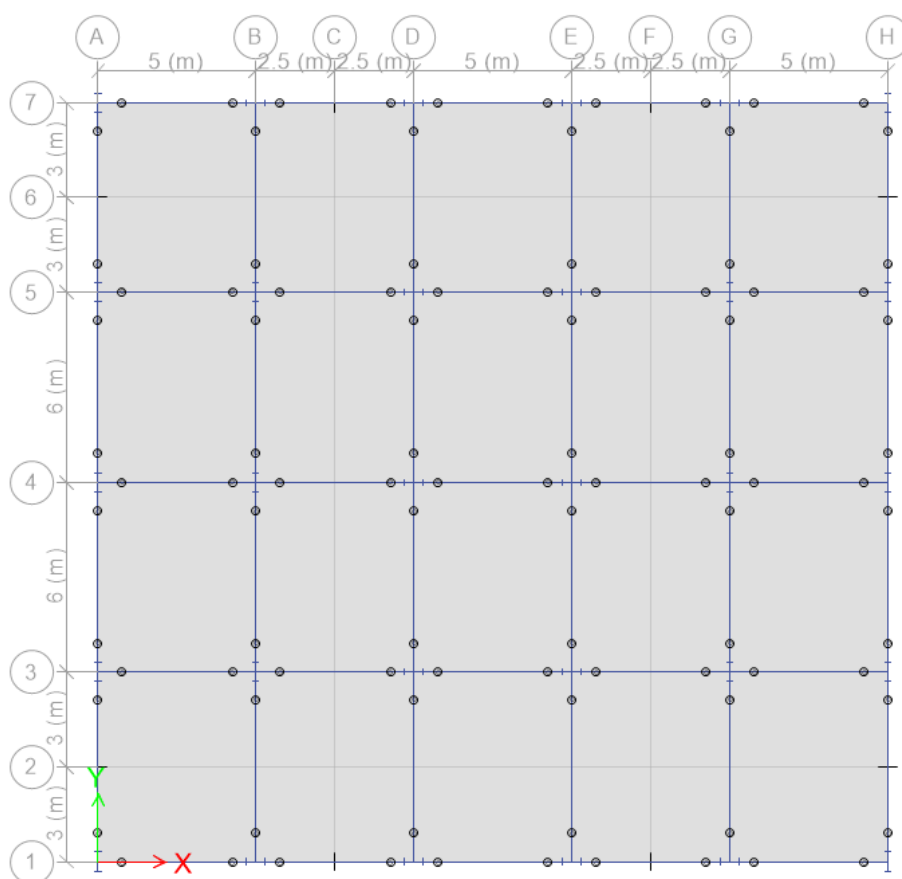


Figura 60. Articulaciones utilizadas.

4.9.2. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Vigas y columnas

Se utilizan los mismos criterios de diseño que la estructura sin disipadores, las vigas y las columnas utilizadas para la estructura con disipadores como se explicó anteriormente en 4.8.2, tienen que cumplir únicamente criterios de resistencia antes de colocar el sistema disipativo, y así luego en el siguiente capítulo se verificará criterios de resistencia una vez que la estructura sea sometida a los sismos de estudio.

Losas

Las losas tienen las mismas características y geometría que la estructura sin disipadores (ver 4.8.2).

Disipadores

El diseño de los disipadores se lo realizará utilizando el modelo bilineal, para el cual una vez cumplido los criterios de resistencia para la estructura, se tiene un periodo de 1.90 segundos en la dirección X y 1.905 en la dirección Y.

A continuación, siguiendo los conceptos de la sección 3.5 se prosigue a diseñar los disipadores tipo TADAS, para esto se sigue los siguientes pasos:

- Escoger las dimensiones de la placa a utilizar.
- Cumplir con la rigidez suficiente de acuerdo al número de placas, esto es importante debido a que mientras se tenga la rigidez necesaria se podrá tener un mejor control de las derivas de piso.
- Encontrar los parámetros que rigen el comportamiento mecánico (Tabla 2), para el respectivo modelo bilineal.

Ahora se muestra el diseño del disipador a utilizarse, el cual de acuerdo a (Tsai et al., 1993), en su tabla de especímenes (Tabla 1) se toma el elemento TADAS 1A3, el cual tiene las siguientes características:

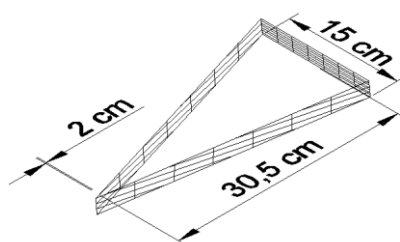


Figura 61. Dimensiones del dissipador a utilizar.

Esta geometría de placa se utilizará para todo el edificio, pero lo que varía en cada dissipador es el número de placas que se emplea, por ejemplo, a continuación se aprecia el diseño para el dissipador TY24, esta nomenclatura significa que es un tipo de dissipador de 24 placas y se encuentra en el eje Y de la estructura. Para ingresar en ETABS las propiedades lineales del dissipador, además de la masa y el peso, se necesita conocer la rigidez elástica (Tabla 36) y el coeficiente de amortiguamiento, para ello se debe encontrar las energías de disipación y la elástica, entonces se tiene (Tabla 37).

Datos adicionales:

$$E = 2100 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}, \mu = 2.84$$

Tabla 36. Parámetros de diseño del dissipador TY24.

f_y (kg/cm ²)	2530	F_y (ton)	19.908
n	24	Δ_y (cm)	0.560
b (cm)	15	K_{DEE} (ton/cm)	35.527
t (cm)	2	F_u (ton)	29.862
h (cm)	30.5	Δ_u (cm)	1.590

Tabla 37. Calculo del coeficiente C

ED (ton cm)	59.654
EE (ton cm)	23.735
δ_{eq}	0.200
T (s)	1.905
C (ton-s/cm)	2.278

Por lo tanto en ETABS se tiene (Figura 62). Los disipadores son colocados en la dirección U2, puesto que la dirección U1 es la rigidez axial, mientras que la dirección U2 es la rigidez lateral.

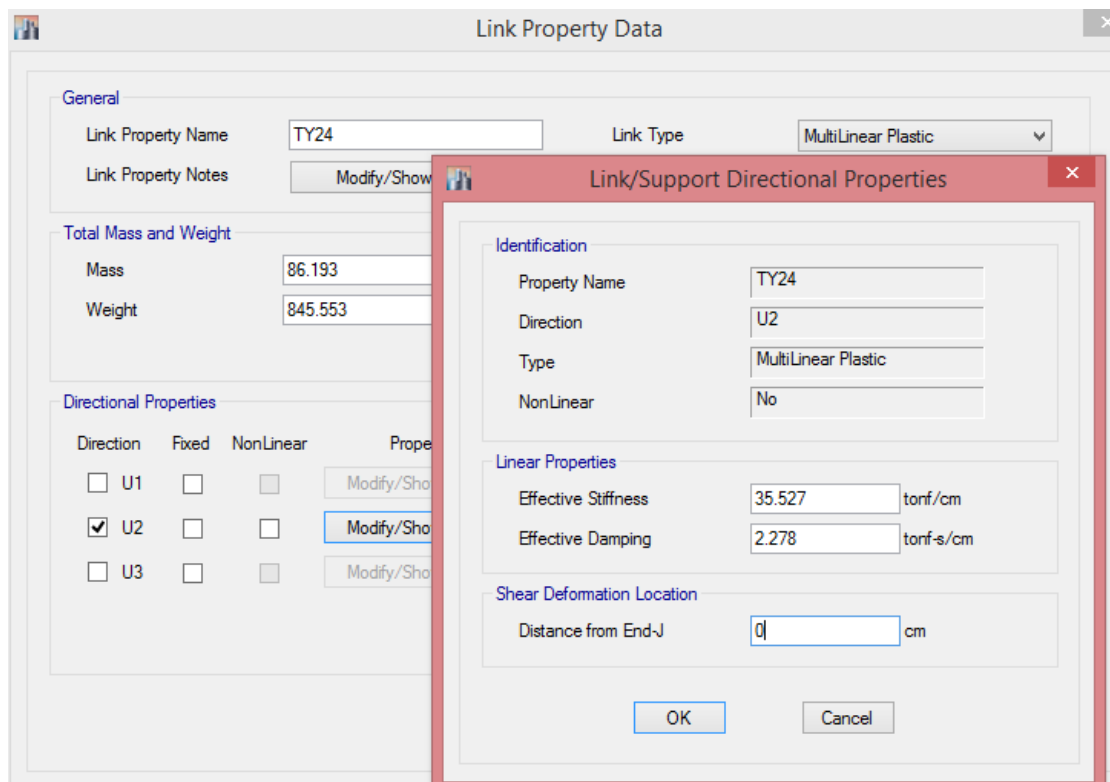


Figura 62. Rigidez y amortiguamiento proporcionado al disipador.

En Anexo 1, se indica las pruebas que se realizan en el programa ETABS para comprobar el funcionamiento de un elemento link.

En Anexo 2, se indica el diseño de todos los tipos de disipadores TADAS utilizados en la estructura.

Diagonales

Se selecciona un tipo de perfil para todas las diagonales de la estructura, el perfil W8X28, este perfil tiene que cumplir con la filosofía de diseño de las diagonales, descrita en la sección 3.6, por lo tanto las diagonales serán diseñadas de acuerdo a la fuerza ultima de los disipadores, para que estas permanezcan en el rango elástico (ver Anexo 2).

4.9.3. ANÁLISIS ESTÁTICO

4.9.3.1. Cortante Basal

Al igual que el diseño de la estructura sin disipadores, se sigue el mismo procedimiento para determinar el cortante basal estático de la estructura con disipadores.

Con la ecuación (54) se calcula el periodo aproximado (T_a) y como ahora es una estructura con diagonales, el coeficiente $C_t = 0.073$, $\alpha = 0.75$ y al tratarse de una estructura con las mismas características geométricas que la anteriormente diseñada, entonces: $h_n = 28 \text{ m}$.

En la siguiente tabla (Tabla 38), se muestra los parámetros a considerar, para así, con la ecuación (65) calcular el coeficiente C_s .

Tabla 38. Parámetros de coeficiente C_s .

PARÁMETRO	VALOR
I	1
R	8
ϕ_P	1
ϕ_E	1
T_a (s)	0.88
$S_a(T_a)$ (m/s ²)	0.890

Por lo tanto:

$$C_s^* = \frac{1 * 0.890}{8 * 1 * 1} = 0.111$$

El coeficiente k depende del periodo aproximado, y que para este caso es igual a:

$$k = 0.75 + 0.50 * 0.88 = 1.1943$$

Para estructuras amortiguadas el código ASCE 7-10, permite para el diseño del cortante basal, un factor de reducción (Tabla 31), para constatar la reducción de la demanda debido al amortiguamiento adicional en la estructura.

$$V_{min} = \frac{V}{\beta} \quad (66)$$

$$V_{min} = 0.75V \quad (67)$$

Tabla 39. Factor de reducción de cortante.

(ASCE, 2010)

Amortiguamiento Efectivo	Coeficiente β
≤ 2	0.8
5	1
10	1.2
20	1.5
30	1.8
40	2.1
50	2.4
60	2.7
70	3
80	3.3
90	3.6
≥ 100	4

Como se desea llegar a un amortiguamiento del 20 % el coeficiente $\beta = 1.5$. Para escalar el cortante basal se realizara por medio del coeficiente C_s tomando el valor máximo de las ecuaciones (66) y (67), por lo tanto se utiliza la ecuación (67), entonces se tiene que:

$$C_s = 0.111 * 0.75 = 0.0835$$

La carga reactiva (muerta) de la estructura es igual a: $W = 3467.66 \text{ ton}$, por lo tanto:

$$V = C_s * W = 0.0835 * 3467.66 = 289.55 \text{ ton}$$

Estos parámetros son los que abarcan la carga sísmica que se debe dar al programa ETABS dando su respectiva excentricidad para cada dirección de carga y se deben ingresar de la siguiente manera (Figura 63).

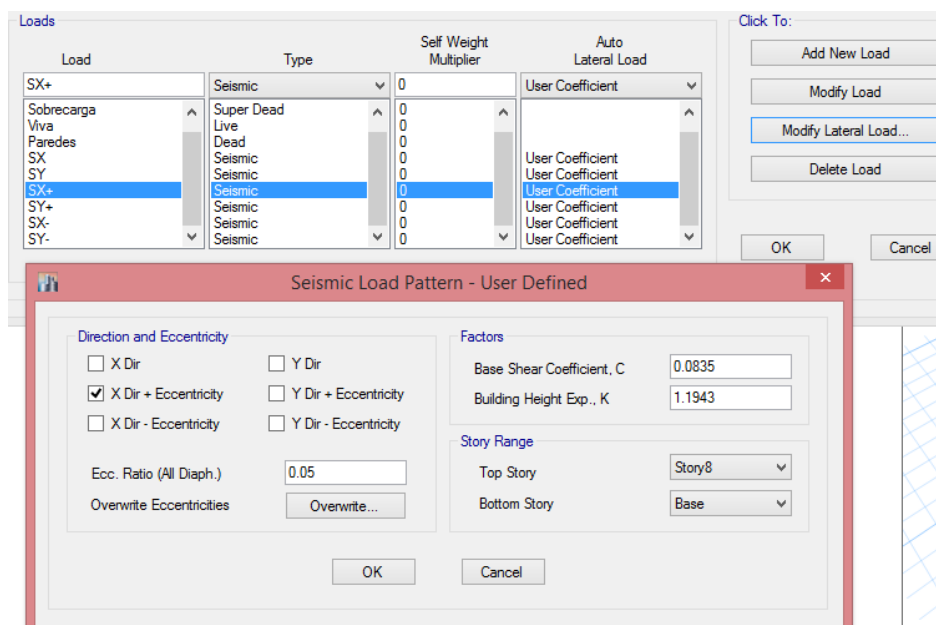


Figura 63. Valores de C_s y k en ETABS.

4.9.3.2. Distribución de fuerzas laterales

A continuación se tiene la siguiente distribución de fuerzas laterales para el método estático.

Tabla 40. Distribución de fuerzas laterales para el cortante estático.

Piso	Elevacion (m)	Fuerza (X) (Ton)	Fuerza (Y) (Ton)	Fuerza Acumulada	Fuerza Acumulada
				(X) (Ton)	(Y) (Ton)
8	28	45.056	45.056	45.056	45.056
7	24.5	65.6073	65.6073	110.6633	110.6633
6	21	54.6705	54.6705	165.3338	165.3338
5	17.5	44.1289	44.1289	209.4627	209.4627
4	14	34.0167	34.0167	243.4794	243.4794
3	10.5	24.2604	24.2604	267.7398	267.7398
2	7	15.1125	15.1125	282.8523	282.8523
1	3.5	6.6973	6.6973	289.5496	289.5496

4.9.4. ANÁLISIS DINÁMICO

Para los siguientes análisis se sigue la misma filosofía que los análisis dinámicos lineales ya realizados para la estructura sin disipadores.

4.8.4.1. Análisis modal espectral

El 90 % de la participación modal en todas las direcciones se da en el modo 11 (Tabla 41).

Tabla 41. Análisis modal espectral del edificio con disipadores.

Modo de Vibración	Período (s)	Masa Dirección X	Masa Dirección Y	Masa Acumulada X	Masa Acumulada Y	Masa Rotación Z	Masa Acumulada Z
1	1.905	0	0.7632	0	0.7632	0	0
2	1.900	0.7551	0	0.7551	0.7632	0	0
3	1.171	0	0	0.7551	0.7632	0.7596	0.7596
4	0.623	0.1272	0	0.8822	0.7632	0	0.7596
5	0.622	0	0.1232	0.8822	0.8865	0	0.7596
6	0.390	0	0	0.8822	0.8865	0.1235	0.8831
7	0.338	0	0.0455	0.8822	0.932	0	0.8831
8	0.336	0.0461	0	0.9284	0.932	0	0.8831
9	0.222	0.0254	0	0.9537	0.932	0	0.8831
10	0.221	0	0.0248	0.9537	0.9568	4.20E-05	0.8831
11	0.214	0	2.90E-05	0.9537	0.9569	0.0447	0.9279
12	0.160	0.0165	0	0.9702	0.9569	0	0.9279

4.8.4.2. Control de derivas para el análisis modal espectral

Tabla 42. Cálculo de derivas para el análisis modal espectral, dirección X.

Piso	Altura cm	Máximo Desplazamiento Lateral cm	Deriva Elástica	Deriva Inelástica %	Límite %	Estado
8	350	7.030	0.001770	1.062	2	CUMPLE
7	350	6.469	0.002375	1.425	2	CUMPLE
6	350	5.723	0.002872	1.723	2	CUMPLE
5	350	4.808	0.003147	1.888	2	CUMPLE
4	350	3.772	0.003263	1.958	2	CUMPLE
3	350	2.664	0.003223	1.934	2	CUMPLE
2	350	1.548	0.002812	1.687	2	CUMPLE
1	350	0.566	0.001616	0.970	2	CUMPLE

Tabla 43. Cálculo de derivas para el análisis modal espectral, dirección Y.

Piso	Altura cm	Máximo Desplazamiento Lateral cm	Deriva Elástica	Deriva Inelástica %	Límite %	Estado
8	350	7.013	0.001636	0.982	2	CUMPLE
7	350	6.499	0.002232	1.339	2	CUMPLE
6	350	5.800	0.002779	1.667	2	CUMPLE
5	350	4.914	0.003132	1.879	2	CUMPLE
4	350	3.881	0.003301	1.981	2	CUMPLE
3	350	2.761	0.003293	1.976	2	CUMPLE
2	350	1.621	0.002896	1.738	2	CUMPLE
1	350	0.609	0.001741	1.045	2	CUMPLE

4.8.4.3. Análisis paso a paso en el tiempo

Los resultados proporcionados por este tipo de análisis se verificarán con el control de derivas. Este es un análisis tiempo historia, para ello se utilizan los mismos sismos de la estructura sin disipadores, pero para una estructura con disipadores la NEC -15 indica, que el espectro del sismo utilizado no se encuentre por debajo del espectro de aceleraciones amortiguado al 5 % en el rango desde $0.2T$ hasta $1.5T$, que para este caso la estructura tiene un periodo de 1.90 en la dirección X y 1.905 en la dirección Y, entonces se tiene.

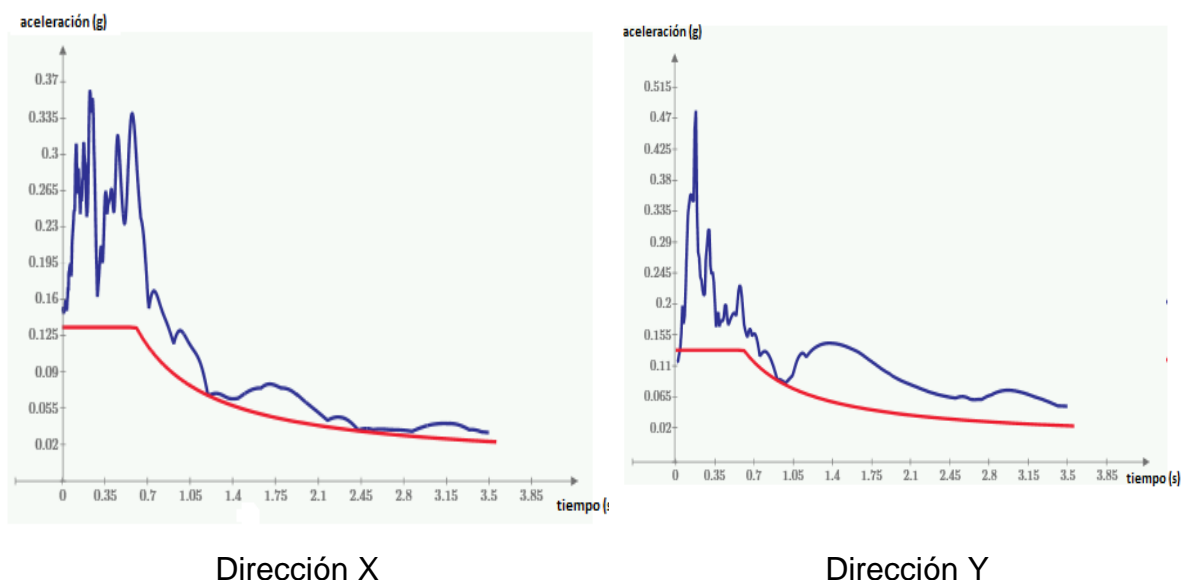


Figura 64. Espectros escalados del sismo AMNT en ambas direcciones.

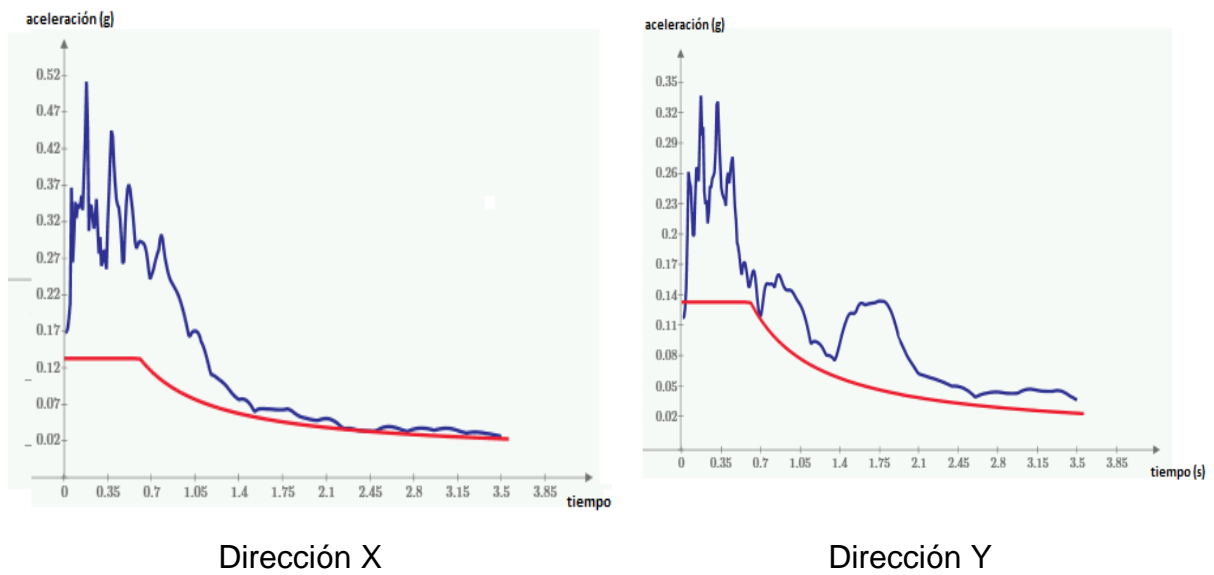


Figura 65. Espectros escalados del sismo AGYE en ambas direcciones.

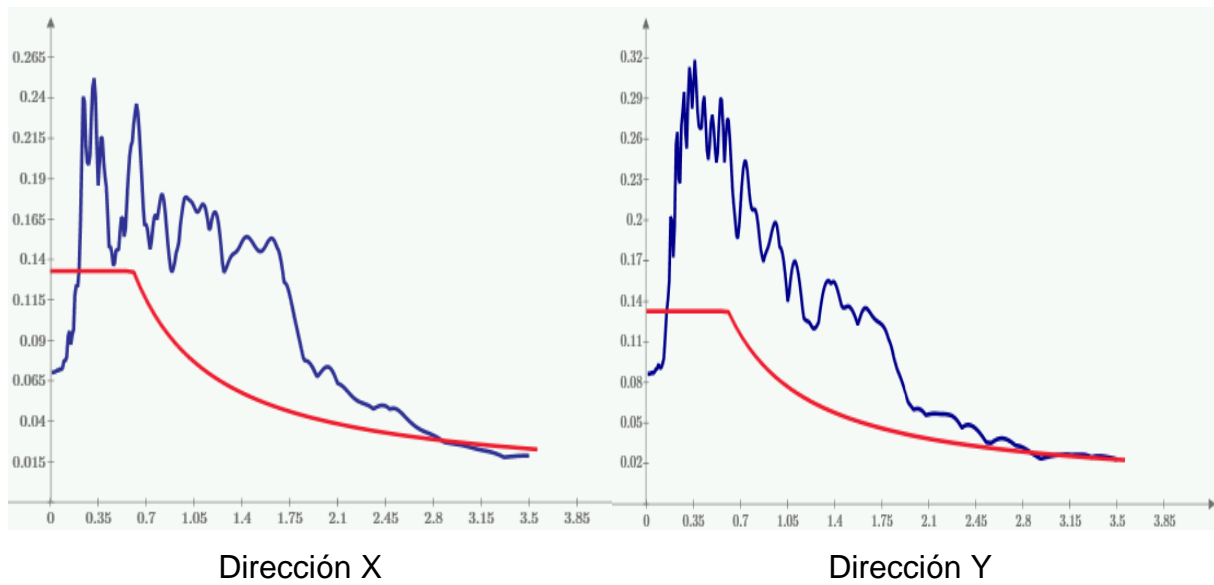


Figura 66. Espectros escalados del sismo AOTA en ambas direcciones.

Ahora se realiza el control de derivas para este tipo de análisis.

SISMO AMNT

Tabla 44. Control de derivas para el sismo AMNT en dirección X.

Piso	Altura cm	Desplazamiento Lateral (cm)		Deriva Elástica		Deriva Inelástica (%)		Límite %	Estado	
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima	Máxima	Mínima		Máximo	Mínimo
8	350	5.883	-7.428	0.00143	-0.00203	0.859	-1.215	2	CUMPLE	CUMPLE
7	350	5.528	-6.820	0.00189	-0.00273	1.135	-1.639	2	CUMPLE	CUMPLE
6	350	5.036	-6.012	0.00224	-0.00332	1.343	-1.990	2	CUMPLE	CUMPLE
5	350	4.369	-5.005	0.00250	-0.00358	1.499	-2.147	2	CUMPLE	NO CUMPLE
4	350	3.528	-3.909	0.00286	-0.00361	1.717	-2.167	2	CUMPLE	NO CUMPLE
3	350	2.548	-2.735	0.00301	-0.00341	1.804	-2.047	2	CUMPLE	NO CUMPLE
2	350	1.506	-1.561	0.00272	-0.00286	1.630	-1.718	2	CUMPLE	CUMPLE
1	350	0.557	-0.566	0.00159	-0.00162	0.954	-0.970	2	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 45. Control de derivas para el sismo AMNT en dirección Y.

Piso	Altura cm	Desplazamiento Lateral (cm)		Deriva Elástica		Deriva Inelástica (%)		Límite %	Estado	
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima	Máxima	Mínima		Máximo	Mínimo
8	350	7.011	-7.166	0.00157	-0.00139	0.941	-0.831	2	CUMPLE	CUMPLE
7	350	6.480	-6.693	0.00215	-0.00192	1.288	-1.153	2	CUMPLE	CUMPLE
6	350	5.742	-6.029	0.00272	-0.00253	1.629	-1.517	2	CUMPLE	CUMPLE
5	350	4.793	-5.149	0.00314	-0.00307	1.885	-1.841	2	CUMPLE	CUMPLE
4	350	3.736	-4.075	0.00329	-0.00340	1.975	-2.040	2	CUMPLE	NO CUMPLE
3	350	2.673	-2.886	0.00315	-0.00345	1.892	-2.067	2	CUMPLE	NO CUMPLE
2	350	1.579	-1.680	0.00281	-0.00301	1.686	-1.807	2	CUMPLE	CUMPLE
1	350	0.595	-0.626	0.00170	-0.00179	1.021	-1.074	2	CUMPLE	CUMPLE

SISMO AGYE

Tabla 46. Control de derivas para el sismo AGYE en dirección X.

Piso	Altura cm	Desplazamiento Lateral (cm)		Deriva Elástica		Deriva Inelástica (%)		Límite %	Estado	
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima	Máxima	Mínima		Máximo	Mínimo
8	350	4.921	-5.578	0.00138	-0.00190	0.825	-1.140	2	CUMPLE	CUMPLE
7	350	4.597	-5.085	0.00182	-0.00244	1.094	-1.462	2	CUMPLE	CUMPLE
6	350	4.208	-4.447	0.00204	-0.00258	1.225	-1.546	2	CUMPLE	CUMPLE
5	350	3.748	-3.672	0.00217	-0.00271	1.300	-1.625	2	CUMPLE	CUMPLE
4	350	3.124	-2.820	0.00242	-0.00267	1.453	-1.604	2	CUMPLE	CUMPLE
3	350	2.321	-2.020	0.00267	-0.00248	1.603	-1.486	2	CUMPLE	CUMPLE
2	350	1.401	-1.281	0.00251	-0.00226	1.505	-1.355	2	CUMPLE	CUMPLE
1	350	0.525	-0.500	0.00150	-0.00143	0.899	-0.857	2	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 47. Control de derivas para el sismo AGYE en dirección Y.

Piso	Altura cm	Desplazamiento Lateral (cm)		Deriva Elástica		Deriva Inelástica (%)		Límite %	Estado	
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima	Máxima	Mínima		Máximo	Mínimo
8	350	6.726	-7.721	0.00162	-0.00170	0.971	-1.018	2	CUMPLE	CUMPLE
7	350	6.262	-7.133	0.00222	-0.00236	1.334	-1.415	2	CUMPLE	CUMPLE
6	350	5.615	-6.312	0.00276	-0.00305	1.658	-1.828	2	CUMPLE	CUMPLE
5	350	4.748	-5.315	0.00308	-0.00352	1.850	-2.111	2	CUMPLE	NO CUMPLE
4	350	3.714	-4.176	0.00331	-0.00365	1.986	-2.191	2	CUMPLE	NO CUMPLE
3	350	2.585	-2.936	0.00322	-0.00354	1.934	-2.125	2	CUMPLE	NO CUMPLE
2	350	1.471	-1.699	0.00267	-0.00305	1.603	-1.832	2	CUMPLE	CUMPLE
1	350	0.539	-0.631	0.00154	-0.00180	0.923	-1.082	2	CUMPLE	CUMPLE

SISMO AOTA

Tabla 48. Control de derivas para el sismo AOTA en dirección X.

Piso	Altura cm	Desplazamiento Lateral (cm)		Deriva Elástica		Deriva Inelástica (%)		Límite %	Estado	
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima	Máxima	Mínima		Máximo	Mínimo
8	350	9.030	-8.543	0.00230	-0.00225	1.381	-1.348	2	CUMPLE	CUMPLE
7	350	8.291	-7.841	0.00308	-0.00301	1.847	-1.807	2	CUMPLE	CUMPLE
6	350	7.298	-6.897	0.00378	-0.00363	2.270	-2.179	2	NO CUMPLE	NO CUMPLE
5	350	6.054	-5.715	0.00419	-0.00393	2.514	-2.356	2	NO CUMPLE	NO CUMPLE
4	350	4.657	-4.385	0.00428	-0.00402	2.567	-2.410	2	NO CUMPLE	NO CUMPLE
3	350	3.205	-3.005	0.00404	-0.00379	2.423	-2.274	2	NO CUMPLE	NO CUMPLE
2	350	1.812	-1.690	0.00333	-0.00312	2.000	-1.870	2	NO CUMPLE	CUMPLE
1	350	0.649	-0.602	0.00185	-0.00172	1.112	-1.031	2	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 49. Control de derivas para el sismo AOTA en dirección Y.

Piso	Altura cm	Desplazamiento Lateral (cm)		Deriva Elástica		Deriva Inelástica (%)		Límite %	Estado	
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima	Máxima	Mínima		Máximo	Mínimo
8	350	8.619	-8.337	0.00204	-0.00215	1.225	-1.288	2	CUMPLE	CUMPLE
7	350	7.910	-7.588	0.00282	-0.00289	1.693	-1.735	2	CUMPLE	CUMPLE
6	350	6.931	-6.581	0.00358	-0.00350	2.145	-2.102	2	NO CUMPLE	NO CUMPLE
5	350	5.691	-5.458	0.00401	-0.00375	2.407	-2.250	2	NO CUMPLE	NO CUMPLE
4	350	4.297	-4.293	0.00405	-0.00375	2.428	-2.251	2	NO CUMPLE	NO CUMPLE
3	350	2.888	-3.011	0.00371	-0.00370	2.224	-2.221	2	NO CUMPLE	NO CUMPLE
2	350	1.595	-1.730	0.00293	-0.00313	1.757	-1.876	2	CUMPLE	CUMPLE
1	350	0.586	-0.638	0.00167	-0.00182	1.004	-1.093	2	CUMPLE	CUMPLE

Como se aprecia en todos los controles de derivas de los sismos no se cumple con el límite estipulado, es por ello que se procede a realizar un análisis más exacto, el análisis no lineal, el cual se realizará en el siguiente capítulo.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS POR DESEMPEÑO

5.1. INTRODUCCIÓN

Una vez realizado los análisis lineales en el capítulo 4, tanto estático como dinámico se realizará un análisis no lineal dinámico, para conocer la respuesta de la estructura, se utilizan los métodos de: integración directa que sirve para los análisis correspondientes de toda la estructura y también para apreciar y analizar las gráficas de las histéresis de los disipadores, y el análisis no lineal FNA (Fast NonLinear Analysis), el cual es una aproximación del anterior y que sirve para realizar análisis no-lineales de una manera rápida antes de realizar el análisis paso a paso. De esta manera se puede apreciar las energías que se dan en el análisis, también sirve para limitar la no linealidad en cierto número de elementos, en este caso a las placas triangulares.

El análisis por desempeño tiene como objetivo establecer distintos límites de daño para distintos niveles sísmicos. Los niveles sísmicos a los cuales la estructura será sometida variarán dependiendo del período de retorno que de acuerdo a la NEC se los define como:

- Frecuente (período de retorno 72 años)
- Raro (severo): sismo de diseño (período de retorno de 475 años)
- Muy raro (extremo): período de retorno de 2500 años.

En el presente diseño se utilizará los sismos con periodos de retorno más desfavorable que son los de 475 años y de 2500, estos sismos son conocidos como DBE y MCE respectivamente.

5.2. REGISTROS SÍSMICOS

Los registros sísmicos utilizados para estos análisis son los mismos que se utilizó para las estructura con disipadores en la sección 4.8.4.3.

5.3. DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA

El análisis por desempeño viene dado por un análisis dinámico no lineal, en el cual se considera el máximo sismo de diseño (MCE), este sismo resulta de multiplicar el sismo correspondiente de diseño (DBE) por 1.5 de acuerdo a la ASCE7-10.

La manera de tomar en cuenta los efectos de la no linealidad geométrica se conoce como análisis de segundo orden. Este efecto se conoce como efectos $P-\Delta$ y corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura, con estos efectos se busca cumplir los límites de desempeño y se debe verificar mediante el control de derivas, para esto en ETABS se tiene (Figura 67).

General

Load Case Name: THAMNT_MCE_NLDI [Design...]

Load Case Type/Subtype: Time History | Nonlinear Direct Integration [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: 1.05D+0.25L

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	AMNT-NL_MCE	9810
Acceleration	U2	AMNT-E_MCE	9810

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Geometric Nonlinearity Option: None | P-Delta | P-Delta plus Large Displacements

Number of Output Time Steps: None

Output Time Step Size: sec

Figura 67. Consideración de efectos de segundo orden ($P-\Delta$).

Para el ADNL (análisis dinámico no lineal), se consideró el modelo de resolución por integración directa, basado en el método de Newmark que requiere los coeficientes α y β , los cuales para una aceleración constante son de 1/2 y 1/4 respectivamente. También se consideró un amortiguamiento Rayleigh del 2% entre el modo de vibración 1 y 7, lo que resultó un promedio de amortiguamiento del 2% para los modos 1 hasta el 11 en el cual se tiene la participación de masa del 92.79% como se expresó en la Tabla 41. Se puede observar la obtención del amortiguamiento Rayleigh en Anexo 3.

5.4. RESULTADOS DEL ANÁLISIS NO LINEAL.

Ante de presentar los resultados necesarios de este análisis primero se verificará el diseño estructural que se realizó, los resultados que se considerarán serán para los casos más desfavorables del sismo DBE y MCE, y se presentan en función de parámetros como derivas de piso, desplazamientos laterales, cortantes basales, comportamiento histerético de los disipadores y la respuesta energética de la estructura que se puede apreciar mediante el análisis FNA.

Para todos los análisis se consideraron efectos de segundo orden ($P-\Delta$), pero no fueron de mayor influencia en cada caso.

Para entender mejor el comportamiento de los elementos links en el rango no lineal, se realizan ciertos análisis pertinentes al caso en el Anexo 4, en donde se muestra una prueba de vibración libre para comprobar el amortiguamiento de la estructura y un análisis del comportamiento histerético.

5.4.1. VERIFICACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

Es necesario comprobar que las vigas, columnas y diagonales de la estructura no fluyan, para esto se debe revisar que los momentos que se generan en los elementos estructurales no excedan al momento plástico ni la resistencia de compresión nominal.

Se revisó que todos estos elementos no fluyan para los 3 sismos de análisis. A continuación se realiza el análisis del pórtico que se muestra en la Figura 68, para el sismo AMNT MCE. En la Tabla 50 se presenta las propiedades necesarias para los cálculos de las secciones y en la Tabla 51, se muestran los resultados.

Cabe recalcar que el diseño del edificio se realizó tomando en cuenta las conexiones a corte como esta descrito en la sección 4.9.1 para de esta manera trabajar con un sistema lateral conformado únicamente por los disipadores para capturar la energía ingresada por el sismo. Sin embargo, solamente para comprobar que los elementos estructurales no fluyan, las conexiones a corte para la verificación del diseño estructural, fueron consideradas las mismas que para la estructura sin disipadores, como esta descrito en la sección 4.8.1, donde no se restringe el momento en todas las vigas y se actuaría con un sistema dual para las cargas sísmicas.

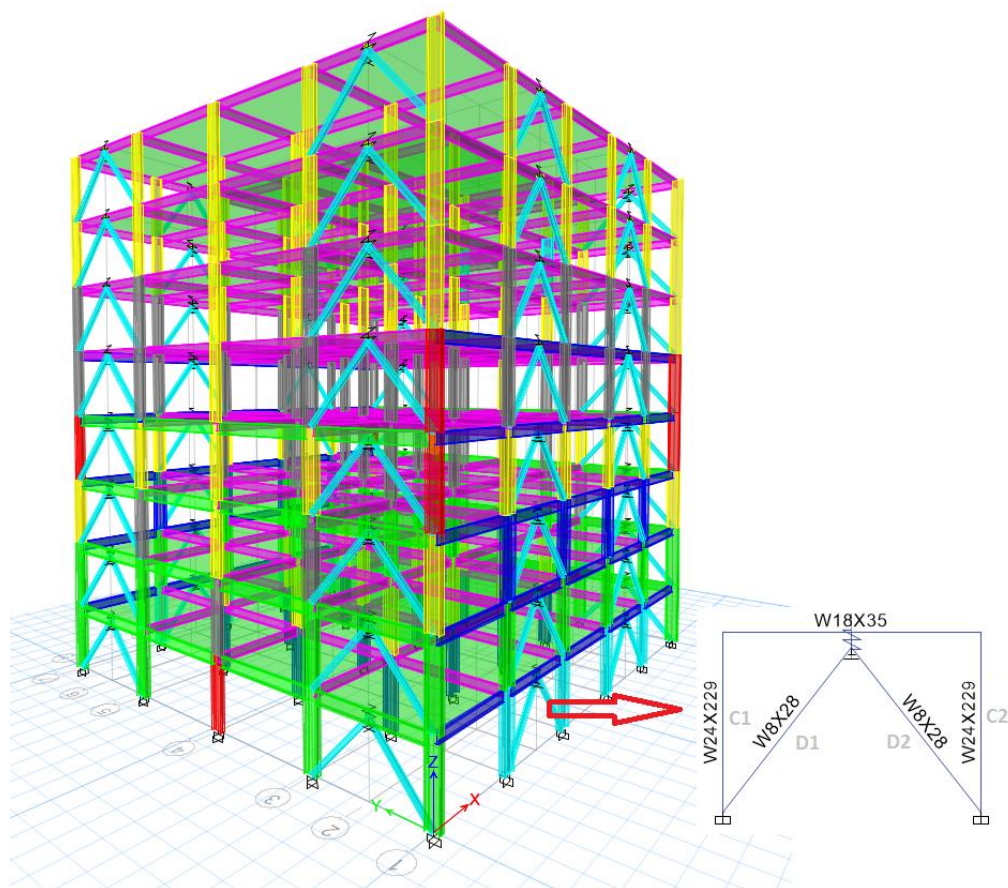


Figura 68. Pórtico de análisis.

Tabla 50. Propiedades de las secciones de análisis.

Sección	A cm ²	Z mayor cm ³	Z menor cm ³	L cm	r _y cm	K
W24X229	433.5	11061.3	2523.6	350	7.906	0.87
W18X35	66.5	1089.7	132.1	300	3.096	0.644
W8X28	53.2	445.7	165.5	405.685	4.119	1

NOTA: Los valores del parámetro K se obtienen mediante nomogramas, a excepción de la sección W8X28 que corresponde a las diagonales (riostras) que tienen un valor de K igual a 1.

Sección W24X229

Momento Plástico Mayor:

$$\phi M_p = 0.9 * 11061.3 * 2.53 = 25186.6 \text{ ton} - \text{cm}$$

Momento Plástico Menor:

$$\phi M_p = 0.9 * 2523.6 * 2.53 = 5746.237 \text{ ton} - \text{cm}$$

Resistencia de compresión nominal:

$$\frac{0.87 * 350}{7.906} \leq 4.71 \sqrt{\frac{2100}{2.53}}$$

$$38.515 < 135.697$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2100}{\left(\frac{0.87 * 350}{7.906}\right)^2} = 13.972 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_{CR} = \left[0.658^{\frac{2.53}{13.972}}\right] * 2.53 = 2.345 \text{ ton/cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.9 * 2.345 * 433.5 = 914.902 \text{ ton}$$

Sección W18X35

Momento Plástico Mayor:

$$\phi M_p = 0.9 * 1089.7 * 2.53 = 2481.25 \text{ ton} - \text{cm}$$

Momento Plástico Menor:

$$\phi M_p = 0.9 * 132.1 * 2.53 = 300.792 \text{ ton} - \text{cm}$$

Resistencia de compresión nominal:

$$\frac{0.644 * 500}{3.096} \leq 4.71 \sqrt{\frac{2100}{2.53}}$$

$$104.005 < 135.697$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2100}{\left(\frac{0.644 * 500}{3.096}\right)^2} = 1.916 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_{CR} = \left[0.658^{\frac{2.53}{1.916}}\right] * 2.53 = 1.456 \text{ ton/cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.9 * 1.456 * 66.5 = 87.142 \text{ ton}$$

Sección W8X28

Momento Plástico Mayor:

$$\phi M_p = 0.9 * 445.7 * 2.53 = 1014.86 \text{ ton} - \text{cm}$$

Momento Plástico Menor:

$$\phi M_p = 0.9 * 165.5 * 2.53 = 376.844 \text{ ton} - \text{cm}$$

Resistencia de compresión nominal:

$$\frac{1 * 405.685}{4.119} \leq 4.71 \sqrt{\frac{2100}{2.53}}$$

$$98.491 < 135.697$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2100}{\left(\frac{1 * 405.685}{4.119}\right)^2} = 2.137 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_{CR} = \left[0.658^{\frac{2.53}{2.22}}\right] * 2.53 = 1.541 \text{ ton/cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.9 * 1.541 * 53.2 = 73.783 \text{ ton}$$

Tabla 51. Resultados para el pórtico de análisis.

Sección	Elemento	Pu Ton	Mu mayor Ton-cm	Mu menor Ton-cm	ϕP_n Ton	ϕM_p mayor Ton-cm	ϕM_p menor Ton-cm	$P_u/2\phi P_n$	$M_u/\phi M_n$ mayor	$M_u/\phi M_n$ menor	Demanda/C apacidad	Estado
W24X229	Columna 1	204.307	9190.421	1207	914.902	25186.6	5746.237	0.112	0.365	0.210	0.687	OK
W24X229	Columna 2	178.229	9247.928	1174	914.902	25186.6	5746.237	0.097	0.367	0.204	0.669	OK
W18X35	Viga	0	1032.72	0	87.142	2481.25	300.792	0.000	0.416	0.000	0.416	OK
W8X28	Diagonal 1	17.638	28.811	0	73.783	1014.86	376.844	0.120	0.028	0.000	0.148	OK
W8X28	Diagonal 2	18.055	28.125	0	73.783	1014.86	376.844	0.122	0.028	0.000	0.150	OK

5.4.2. DERIVAS DE PISO

Las derivas inelásticas obtenidas para los 3 sismos, tanto para el DBE como el MCE, fueron controladas para el límite del 2%, el caso más desfavorable fue el sismo AMNT

MCE donde se obtuvo una deriva máxima de 0.84% en la dirección Y, como se muestra en la Tabla 52 y Figura 69, los resultados de las derivas para los otros sismos se muestran en el Anexo 5

Tabla 52. Control de derivas para el sismo AMNT MCE en dirección Y.

Piso	Altura cm	Deriva Inelástica		Límite %	Estado
		Máxima	Mínima		
8	350	0.00367	-0.00385	0.02	CUMPLE
7	350	0.00524	-0.00538	0.02	CUMPLE
6	350	0.00760	-0.00705	0.02	CUMPLE
5	350	0.00848	-0.00781	0.02	CUMPLE
4	350	0.00798	-0.00813	0.02	CUMPLE
3	350	0.00744	-0.00752	0.02	CUMPLE
2	350	0.00599	-0.00628	0.02	CUMPLE
1	350	0.00334	-0.00348	0.02	CUMPLE

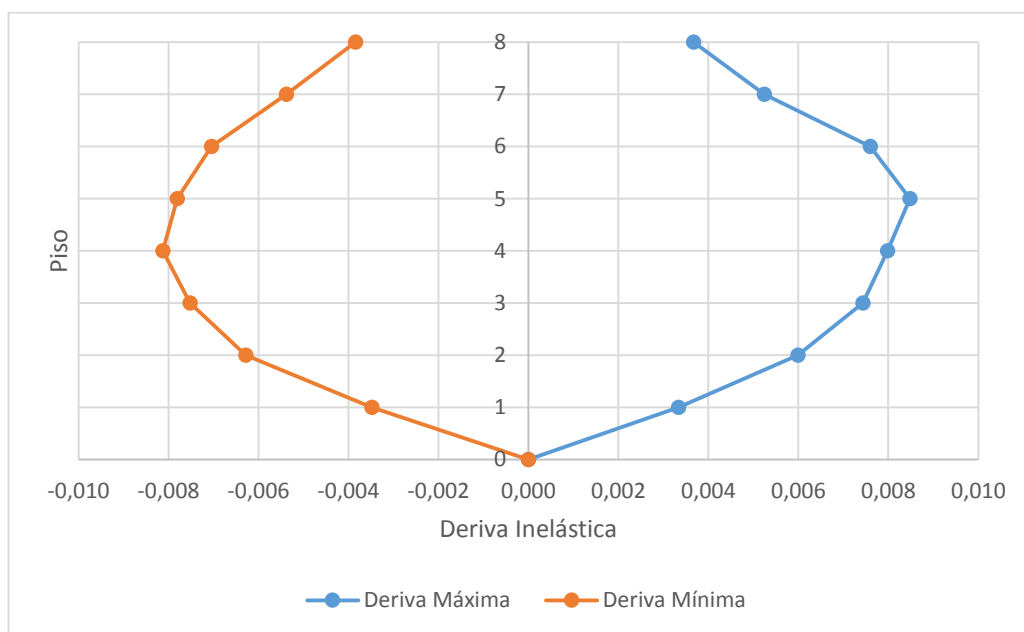


Figura 69. Derivas de piso para el sismo AMNT MCE en dirección Y.

5.4.3. DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS

Se obtuvieron los desplazamientos máximos y mínimos para la estructura en base a los 3 sismos de análisis. Los resultados para el sismo AMNT MCE dieron los mayores

valores llegando a un desplazamiento de 15.756 cm en la dirección Y para el último piso de la estructura, tal como se muestra en la Tabla 53 y Figura 70. Los resultados de los otros sismos, al igual que el control de derivas se presentan en el Anexo 5.

Tabla 53. Desplazamientos máximos para el sismo AMNT MCE en dirección Y.

Piso	Altura cm	Desplazamiento Lateral (cm)	
		Máximo	Mínimo
8	350	15.478	-15.756
7	350	14.318	-14.804
6	350	12.623	-13.180
5	350	10.528	-10.971
4	350	8.281	-8.481
3	350	5.761	-5.936
2	350	3.266	-3.418
1	350	1.169	-1.219

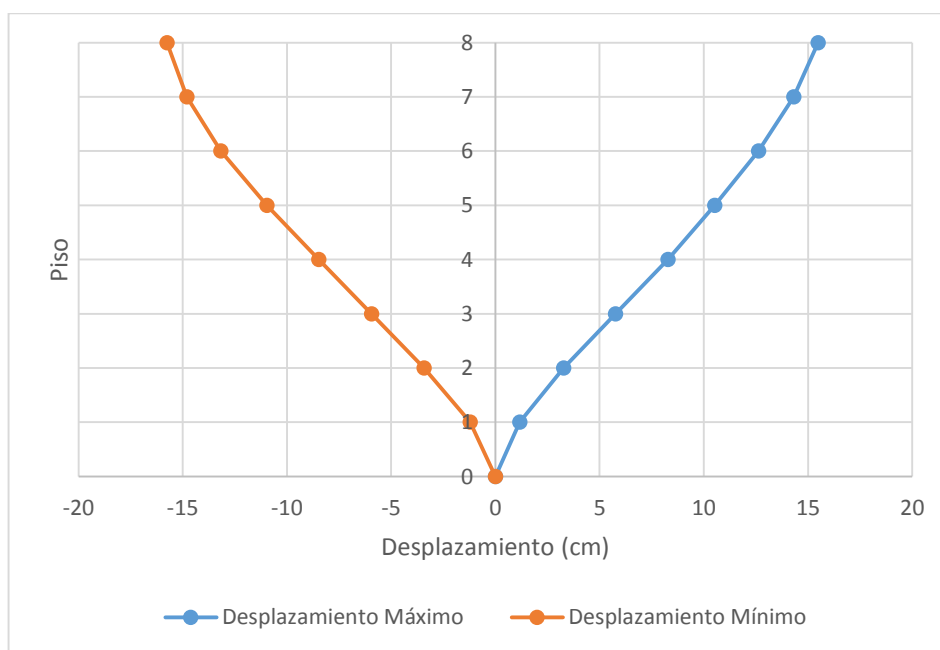


Figura 70. Desplazamientos máximos para el sismo AMNT MCE en dirección Y.

Se presenta además el desplazamiento máximo en función del tiempo con respecto a un punto (Punto 1), ubicado en el último piso en el eje 1-A, como se muestra en la

Figura 71, con el objetivo de revisar los desplazamientos en dirección Y. El desplazamiento máximo obtenido en este punto es 15.756 cm como se muestra en la Figura 72. Los desplazamientos en función del tiempo para los otros sismos se presentan en el Anexo 6.

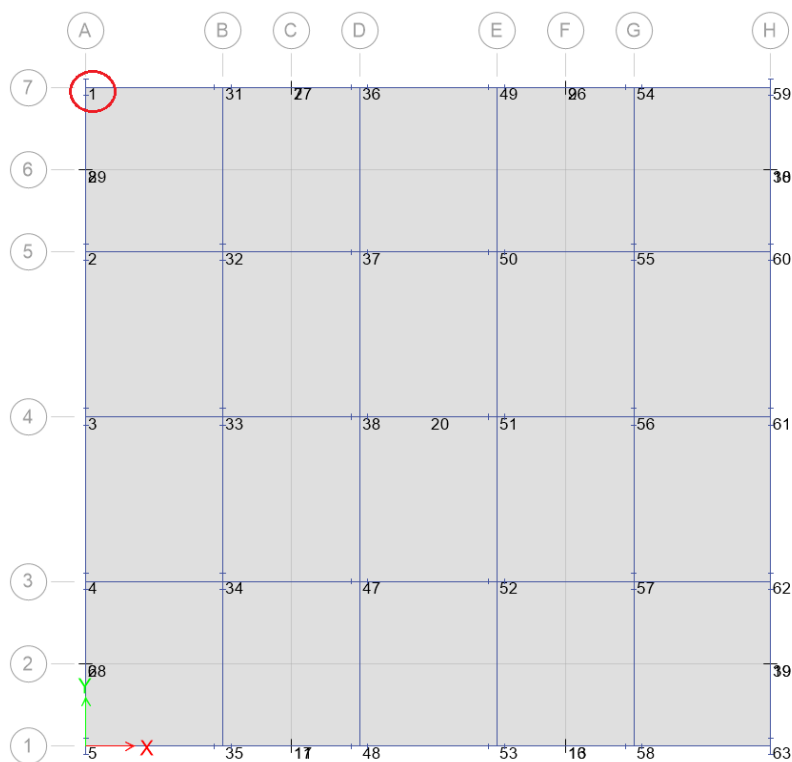


Figura 71. Ubicación del Punto 1, vista en planta del último piso de la estructura.

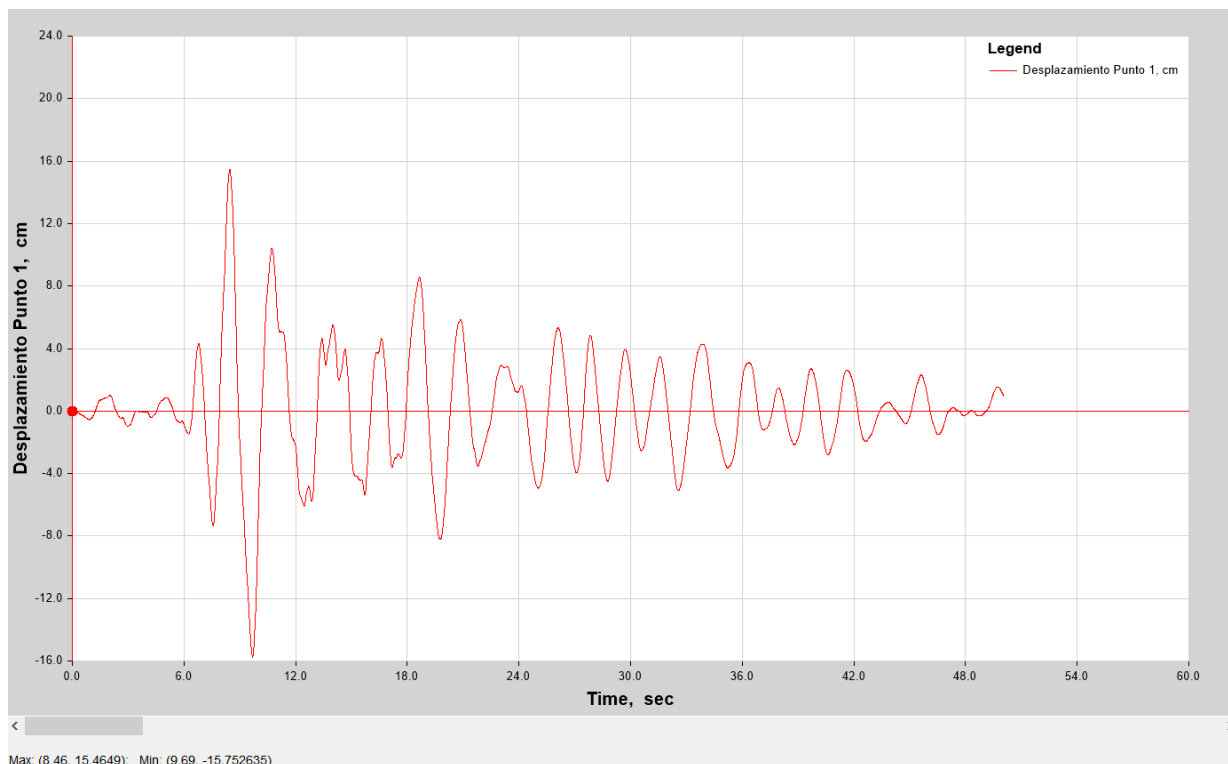


Figura 72. Desplazamiento máximo en el tiempo del punto 1 para el sismo AMNT MCE.

5.4.4. CORTANTE BASAL

A continuación se presentan los cortantes en función del tiempo, los máximos cortantes se dieron para el sismo de AMNT MCE, llegando a un máximo de 251.55 ton en la dirección Y (Figura 73), que representa el 86.88 % del cortante basal estático de 289.55 ton. Los cortantes para el resto de sismos se pueden ver en el Anexo 7.

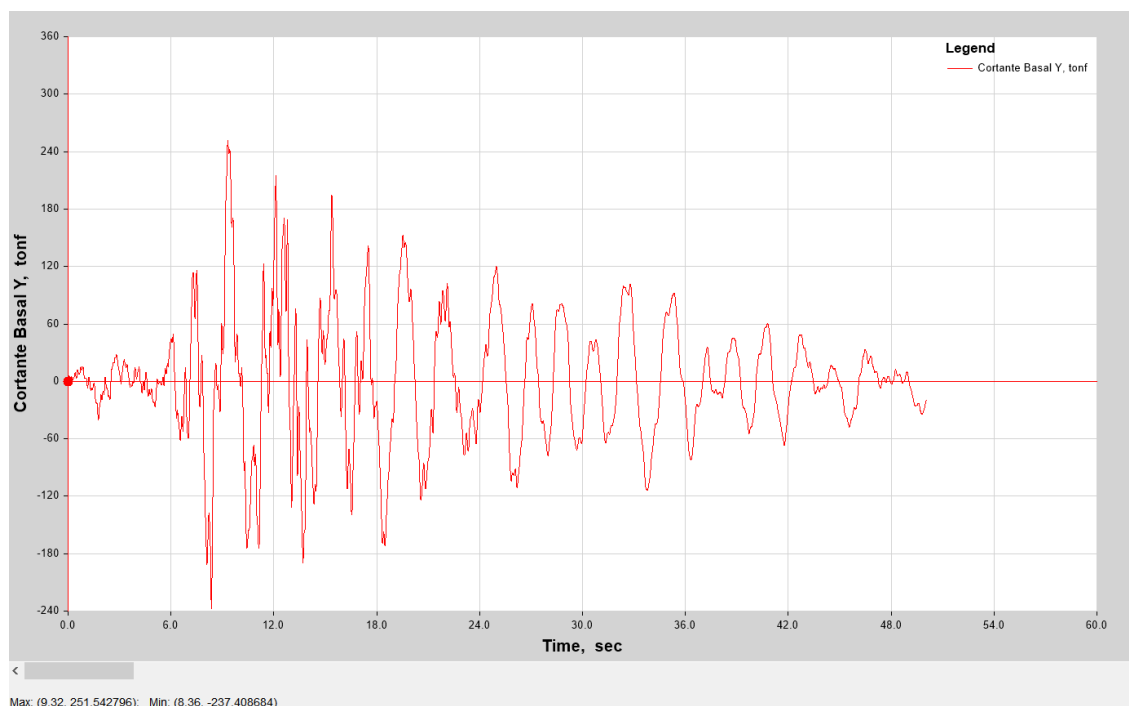


Figura 73. Cortante Basal en dirección Y para el sismo AMNT MCE.

5.4.5. RESPUESTA ENERGÉTICA

En los resultados energéticos se puede ver claramente que la mayor cantidad de energía que entra a la estructura por el sismo es absorbida por los disipadores. El valor máximo de energía de entrada fue de 283.29 ton-m en un tiempo de 128.57 segundos, generada por el sismo AOTA MCE como se muestra en la Tabla 54 y Figura 74. Cabe recalcar que la energía se genera en las direcciones X e Y, para la dirección X la máxima energía de entrada fue de 145.60 ton-m (Figura 75) en un tiempo de 128.14 segundos, mientras que en la dirección Y la máxima energía de entrada fue de 140.91 ton-m (Figura 76) en un tiempo de 120.45 segundos. Las respuestas energéticas para los otros sismos se encuentran en el Anexo 8.

Tabla 54. Respuesta energética para el sismo AOTA MCE.

Tipo de Energía	Dirección X		Dirección Y		Total	
	ton-m	%	ton-m	%	ton-m	%
Energía Potencial	1.00	0.69	0.47	0.33	2.15	0.76
Energía Cinética	2.41	1.66	5.46	3.87	0.96	0.34
Energía Amortiguamiento Modal	55.11	37.85	51.23	36.36	107.40	37.91
Energía Amortiguamiento Histerético No Lineal	87.09	59.82	83.77	59.45	172.81	61.00
Energía Entrada	145.60	100.00	140.91	100.00	283.29	100.00

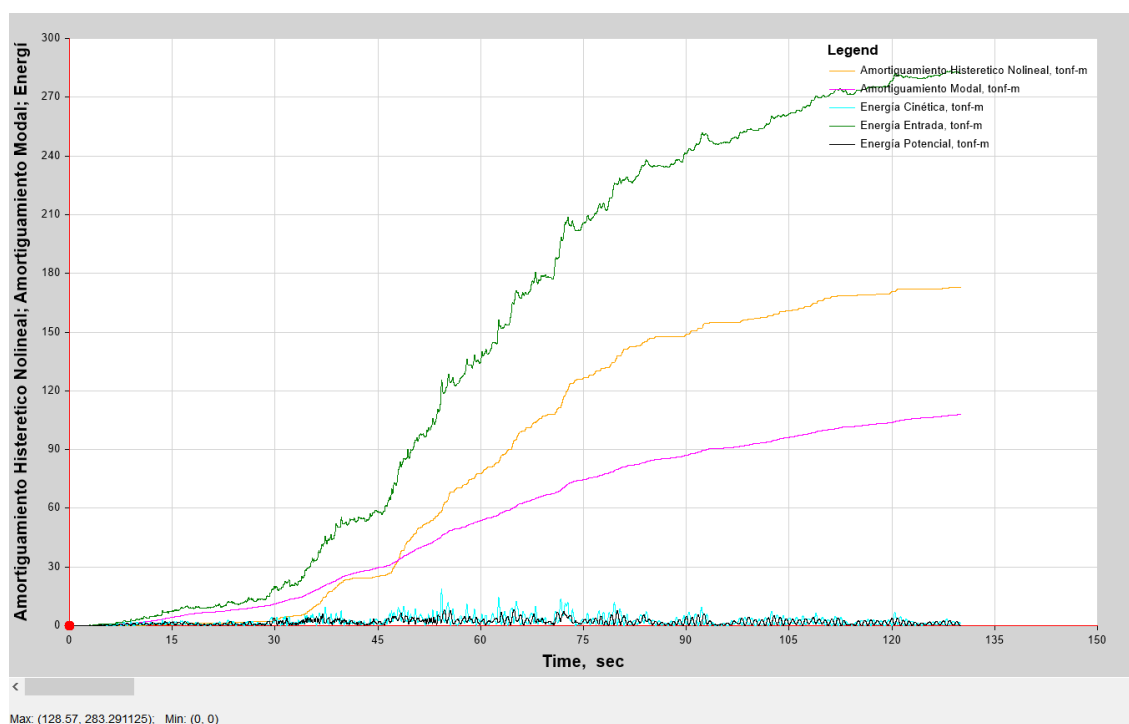


Figura 74. Respuesta energética para el sismo AOTA MCE total.

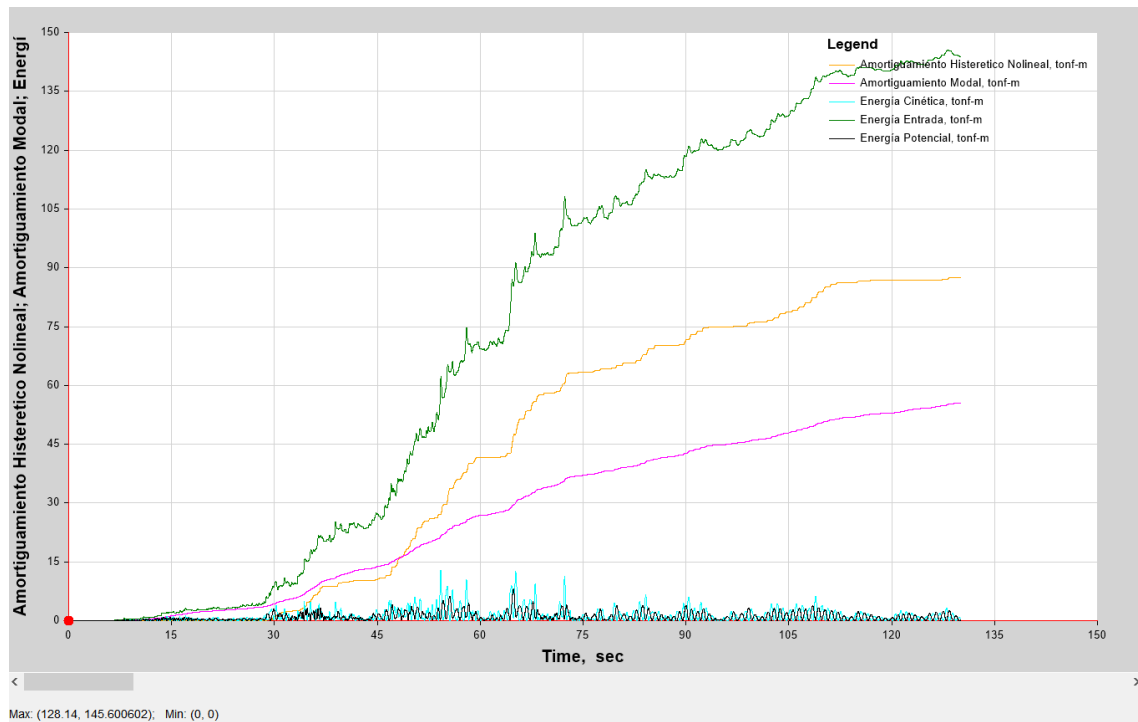


Figura 75. Respuesta energética para el sismo AOTA MCE en dirección X.

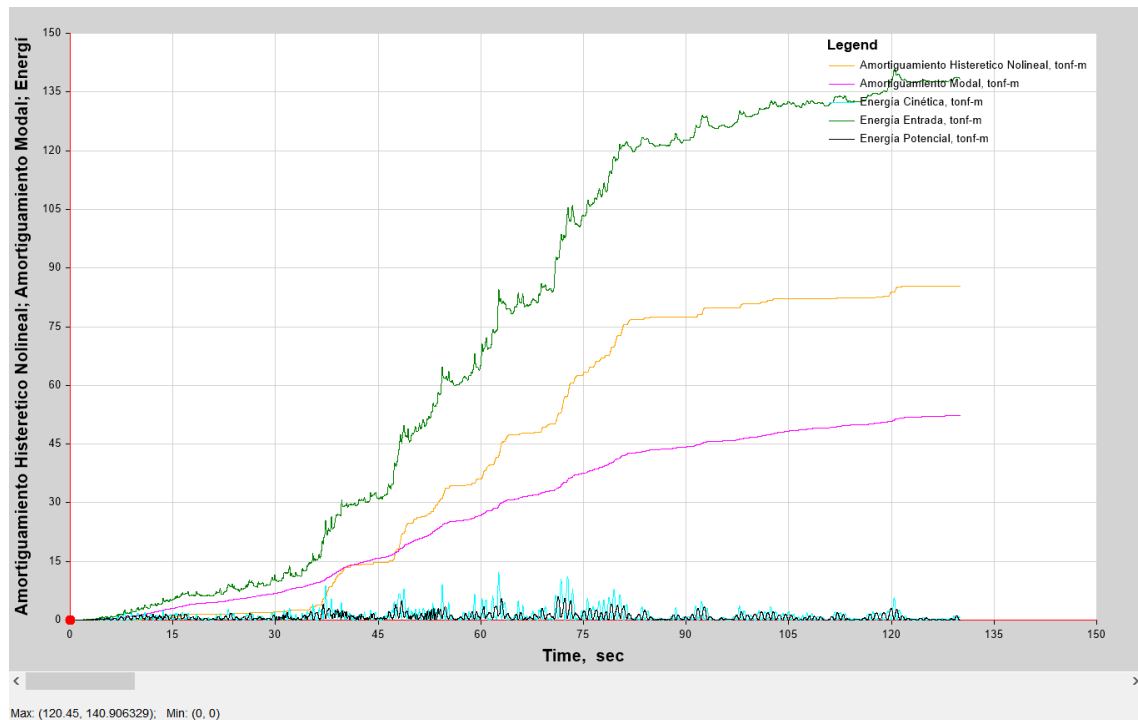


Figura 76. Respuesta energética para el sismo AOTA MCE en dirección Y.

5.4.6. HISTÉRESIS DE LOS DISIPADORES TADAS

Los disipadores fueron afectados de diferente manera para cada sismo resultando el sismo AMNT MCE el que mayor daño causó en los disipadores. El disipador TADAS tipo TY22, ubicado en el quinto piso en el eje 2-H tuvo una deformación de 2.47 cm, como se muestra en la Figura 78, que fue la máxima deformación obtenida para todos los tipos de disipadores. La menor deformación fue de 0.49 cm, como se muestra en la Figura 77 para el disipador tipo TX25, ubicado en el primer piso en el eje 1-C para el sismo AMNT DBE, donde se puede apreciar que el disipador no llegó al punto de fluencia.

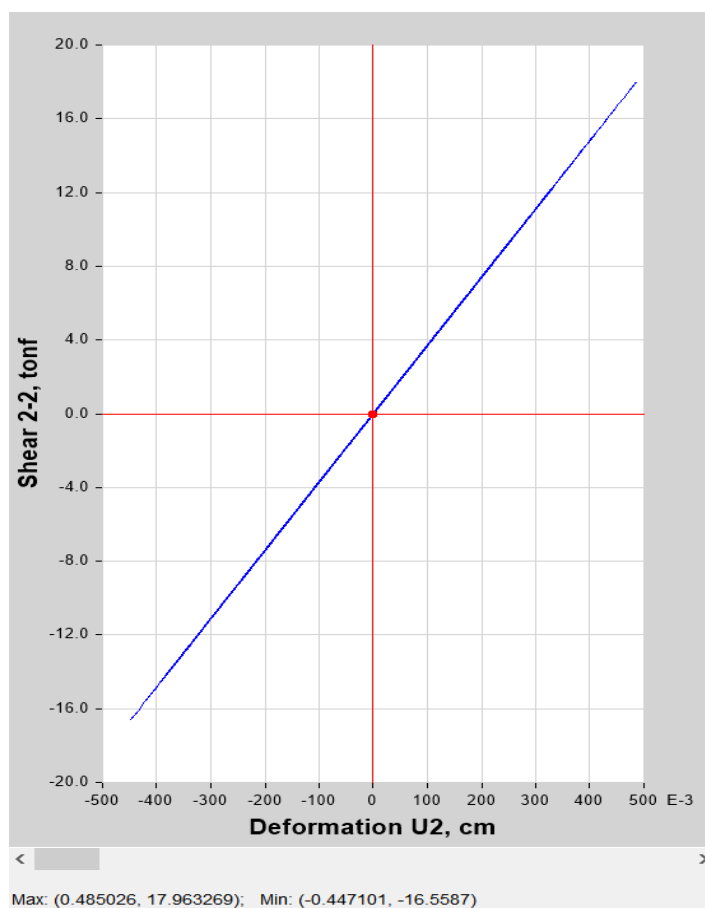


Figura 77. Histéresis para TX25 ubicado en el piso 1 en el eje 1 para sismo AMNT DBE.

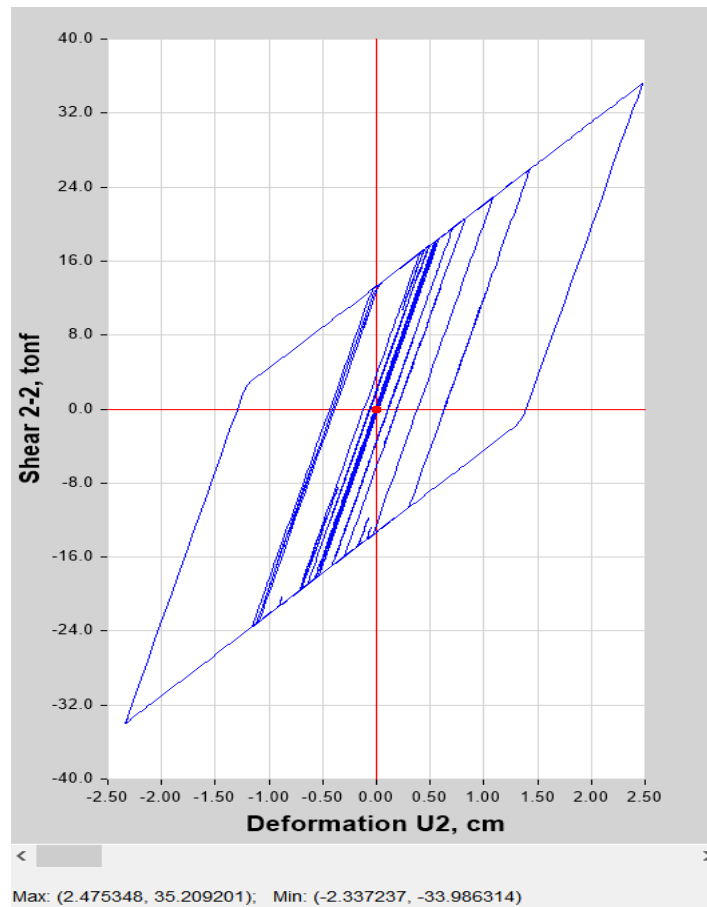


Figura 78. Histéresis para TY22 ubicado en el piso 5 en el eje H, para el sismo AMNT MCE.

Los resultados de todos los tipos de disipadores de la estructura se muestran en el Anexo 9.

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

La incorporación de disipadores histeréticos en una estructura disminuye las derivas inelásticas, deformaciones laterales y fuerzas en los elementos estructurales, esto permite que se realice un rediseño de la estructura buscando una solución económica y conservadora como se realizó en esta investigación. El edificio sin disipadores se diseñó de tal manera que las derivas inelásticas estén al límite de lo permitido, en el análisis modal espectral de esta estructura resultaron derivas máximas de 1.57% y 1.62% en las direcciones X e Y respectivamente, mientras que para el análisis tiempo-historia en el sismo AMNT resultaron derivas de 1.94% y 1.96% en las direcciones X e Y respectivamente. En el edificio con disipadores para el análisis modal espectral, se obtuvieron derivas de 1.97% y 1.98% en las direcciones X e Y respectivamente, mientras que para los análisis tiempo-historia resultaron derivas mayores al límite, lo cual fue corroborado con un análisis no lineal donde se verificó que las derivas cumplan con el límite permitido. Como se puede apreciar los 2 modelos están al límite de la deriva permitida, con la diferencia que para el edificio con disipadores se disminuyeron secciones en vigas y columnas lo que resulta una diferencia en peso muerto de la estructura, siendo esta de 3635.49 toneladas y 3467.66 toneladas para el edificio sin y con disipadores respectivamente.

El edificio con disipadores presenta un ahorro en material de 167.83 toneladas resultando un diseño más económico, sin embargo este ahorro económico puede o no, ser equiparado con el costo en obra de los disipadores.

Se mostró una metodología de diseño basado en la norma ecuatoriana de la construcción, en donde se distingue claramente todos los análisis que se hizo a la estructura para obtener un diseño favorable de la misma.

Una ventaja importante de la incorporación de los disipadores histeréticos en una estructura es que la energía que entra a la estructura por un evento sísmico, es captada por los disipadores y son estos los que sufren mayor daño, además que pueden ser reemplazados fácilmente, mientras que en una estructura sin disipadores, los elementos estructurales son los que sufren el daño del sismo y en este caso la

estructura no puede ser reparada fácilmente, siendo muy probable que la mejor solución sea demoler el edificio.

Las respuestas histeréticas de los disipadores nos muestran una máxima deformación para el elemento TADAS tipo TY22 de 2.47 cm, que es mayor a la deformación última de todos los tipos de disipadores utilizados en el modelo de 1.56 cm. Sin embargo cabe recalcar que el diseño del edificio fue basado en un criterio conservador considerando un amortiguamiento del 25% (del cual el 5% es inherente) para la estructura, correspondiente a una ductilidad de 2.84 para los disipadores. Los disipadores tipo TADAS pueden tener ductilidades de hasta 14 veces su deformación de fluencia resultando un amortiguamiento mayor y por consiguiente una deformación última para las placas mayor, lo que significa que en realidad las placas no fallarían.

El análisis modal no lineal (FNA) en el edificio con disipadores permitió obtener los resultados de respuestas energéticas que son muy importantes, en estas figuras se puede ver que para todos los sismos de análisis, tanto DBE como MCE, la mayor parte de la energía que entra a la estructura por el sismo es disipada por los dispositivos TADAS, siendo mayor que la energía disipada por el amortiguamiento modal, como se pudo observar en la Tabla 54 y en el anexo Anexo 8.

Por último, se puede afirmar que los objetivos de diseño en base a criterios del desempeño fueron alcanzados, ya que para el análisis no lineal que se realizó en la estructura con disipadores se puede mencionar que todos los análisis de control de derivas resultaron satisfactorios para los tres registros sísmicos que se estudiaron.

6.2. RECOMENDACIONES

Para futuros diseños de estructuras con disipadores de energía se recomienda seguir los siguientes pasos:

- Análisis de las cargas que se emplean en la estructura.
- Diseño de la estructura cumpliendo únicamente criterios de resistencia para cargas gravitacionales.
- Incorporar a la estructura el sistema de disipación de energía, en donde se incluye las diagonales y los disipadores, verificando en su totalidad que la

estructura esté diseñada estrictamente para que la energía del sismo sea absorbida por los disipadores.

- Realizar un control de derivas óptimo en función del número de placas que pueden tener los disipadores, mediante análisis lineal estático y el dinámico modal espectral.
- Realizar un análisis no lineal para corroborar los resultados obtenidos del análisis lineal, utilizando mínimo tres registros sísmicos, verificando las derivas de piso que se producen y que los disipadores no excedan la deformación última.
- Realizar un análisis por desempeño para cada uno de los sismos utilizados para garantizar el óptimo diseño de la estructura.

Los registros sísmicos tienen que ser correctamente escalados y que cumplan lo requerido por la NEC, para así no tener problemas posteriores en volver a editarlos, ya que al tratarse de análisis no lineales, el método de resolución por integración directa toma mucho tiempo de análisis para el programa.

Utilizar el método de análisis modal no lineal (FNA), únicamente para apreciar la respuesta energética de la estructura, debido a que los resultados que son controlados para un diseño óptimo, son obtenidos con mayor exactitud por el método de integración directa.

Se puede hacer pruebas en laboratorio de los dispositivos TADAS para comprobar las propiedades mecánicas del mismo y también poder estimar la ductilidad máxima del dispositivo.

Es factible el uso de disipadores en estructuras, proyectando que en el futuro se pueden tener eventos sísmicos a gran escala, donde la rehabilitación de la estructura sería una mejor salida económica a dar por perdida la construcción.

Es recomendable realizar un estudio de costos más detallado, para comprobar si realmente se obtiene un beneficio económico con la incorporación de disipadores u optar por un diseño sísmico convencional.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar, R., Mora, E. D., & Rodríguez, M. (2016). Análisis Sísmico de Estructuras con Disipadores de Energía ADAS o TADAS. Barcelona, España.
- Aroca Hernández-Ros, R. (2002). *Resistencia*: Instituto Juan de Herrera. ETS de Arquitectura.
- ASCE. (2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7-10).
- Avilés Salazar, R. M. (2001). Dispositivos para el Control de Vibraciones. Valdivia.
- Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, S. R. (2011). *Ductile design of steel structures*: McGraw Hill Professional.
- Cancelado, R. A. (2012). *Caracterización mecánica y modelamiento estructural de un disipador pasivo de energía de tipo arriostramiento de pandeo restringido. parte 1/Mechanical characterization and structural modeling of a buckling restrained braces used as a passive energy dissipator. part 1*. Universidad Nacional de Colombia.
- CChC. (2011). Protección Sísmica de Estructuras. Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía.
- Chopra, A. K. (2014). *Dynamics of structures : theory and applications to earthquake engineering* (Fourth edition, International edition, Global edition. ed.). Boston: Pearson.
- Christopoulos, C., Filiatrault, A., & Bertero, V. V. (2006). *Principles of passive supplemental damping and seismic isolation*: Iuss press.
- Clark, P., Aiken, I., Tajirian, F., Kasai, K., Ko, E., & Kimura, I. (1999). Design procedures for buildings incorporating hysteretic damping devices. *Design Procedures for Buildings Incorporating Hysteretic Damping Devices*, 1(1), 1-21.
- Constantinou, M., Soong, T., & Dargus, G. (1998). Passive energy dissipation systems in structural engineering: New York: MCEER Monograph, Multidisciplinary Center For Earthquake Engineering Research, Buffalo.
- Constantinou, M., & Symans, M. (1993). Seismic response of structures with supplemental damping. *The Structural Design of Tall Buildings*, 2(2), 77-92.
- Constantinou, M. C., Soong, T. T., & Dargush, G. F. (1998). *Passive energy dissipation systems for structural design and retrofit*. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research Buffalo, New York.
- De La Llera, J. C., Inaudi, J. A., & Luders, C. (1998). Análisis y diseño sísmico de sistemas de aislación y disipación de energía.
- Grajales Vargas, E. (2003). Comportamiento dinámico de los edificios provistos con dispositivos disipadores de energía.

- Higashino, M., & Aizawa, S. (1993). *The application of active mass damper system in actual buildings*. Paper presented at the Proc., Int. Workshop on Struct. Control, Univ. of Southern California, Los Angeles, CA.
- Khosravian, A., & Hosseini, A. Effect of The Optimal Number of Metallic Dampers on The Seismic Response of Frame Structures.
- Lafontaine Roth, M. A. (2008). Uso de Disipadores Magnetoreológicos en un Edificio con Aislación.
- Lama Chong, W. F. (2013). *Análisis y Diseño de Estructuras de Acero con Disipadores Viscoelásticos para la Ciudad de Guayaquil*. Guayaquil.
- Li, H.-N., & Li, G. (2007). *Earthquake-resistant design of RC frame with “dual functions” metallic dampers*. Paper presented at the ASME 2007 Pressure Vessels and Piping Conference.
- Martinez-Romero, E. (1993). Experiences on the use of supplementary energy dissipators on building structures. *Earthquake Spectra*, 9(3), 581-625.
- McCormac, J. C., Csernak, S. F., & Díaz, L. Á. L. (2000). *Diseño de estructuras de acero*: Alfaomega Grupo Editor.
- Moreschi, L. M. (2000). *Seismic design of energy dissipation systems for optimal structural performance*. Virginia Polytechnic Institute and State University.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. Cargas (no sísmicas). (2015).
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico. Diseño Sismo Resistente. (2015).
- NTCM. (2004). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas. *Gaceta Oficial del Distrito Federal, México DF, Octubre*, 6.
- Oviedo, J. A., & Duque, M. d. P. (2009). DISIPADORES HISTERÉTICOS METÁLICOS COMO TÉCNICA DE CONTROL DE RESPUESTA SISMICA EN EDIFICACIONES COLOMBIANAS.
- Palazzo, G., & Crisafulli, F. (2004). Evaluación de la Eficiencia de disipadores por fluencia Usados Para La Rehabilitación de pórticos. Buenos Aires.
- Perry, C. L., Fierro, E. A., Sedarat, H., & Scholl, R. E. (1993). Seismic upgrade in San Francisco using energy dissipation devices. *Earthquake Spectra*, 9(3), 559-579.
- Pytel, A., Singer, F. L., Torrent, R. G., & Bocanegra, F. P. (2004). *Resistencia de materiales*: Oxford.
- Rajesh.K.N. Plastic Analysis.
- Sánchez Rivadenerira, A. G. (2014). ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE LA APLICACIÓN DE DISIPADORES HISTERÉTICOS DE FLUENCIA PARA EL MEJORAMIENTO DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO EN LA CIUDAD DE GUAYAQUIL.

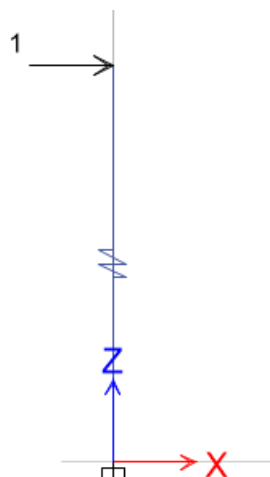
- SEAOC. (2012). *EXAMPLES FOR SEISMICALLY ISOLATED BUILDINGS AND BUILDINGS WITH SUPPLEMENTAL DAMPING* (I. C. Council Ed. Vol. 5): Structural Engineers Association of California (SEAOC).
- Skinner, R., Tyler, R., Heine, A., & Robinson, W. (1980). Hysteretic dampers for the protection of structures from earthquakes. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 13(1), 22-36.
- Soong, T., & Spencer, B. (2002). Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the-practice. *Engineering Structures*, 24(3), 243-259.
- Symans, M., Charney, F., Whittaker, A., Constantinou, M., Kircher, C., Johnson, M., & McNamara, R. (2008). Energy dissipation systems for seismic applications: current practice and recent developments. *Journal of Structural Engineering*, 134(1), 3-21.
- Tena Colunga, A., & Nangullasmú Hernández, H. d. J. (2013). DISEÑO SÍSMICO DE MARCOS NO DÚCTILES DE CONCRETO REFORZADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA HISTERÉTICOS: DEFINICIÓN DE PARÁMETROS DE DISEÑO. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 13(2).
- Tsai, K.-C., Chen, H.-W., Hong, C.-P., & Su, Y.-F. (1993). Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction. *Earthquake spectra*, 9(3), 505-528.
- Uang, C. M., & Bertero, V. V. (1990). Evaluation of seismic energy in structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 19(1), 77-90.
- Vidal, M. (2008). *Análisis y Diseño de Estructuras con Disipadores de Energía Metálicos en Base a Criterios de Desempeño*. Tesis Ing. Civil en Obras Civiles. Valdivia. Universidad Austral de Chile.
- Villareal Castro, G., & Oviedo Sarmiento, R. EDIFICACIONES CON DISIPADORES DE ENERGIA.
- Whittaker, A. S., Bertero, V. V., Thompson, C. L., & Alonso, L. J. (1991). Seismic testing of steel plate energy dissipation devices. *Earthquake Spectra*, 7(4), 563-604.
- Xia, C., & Hanson, R. D. (1992). Influence of ADAS element parameters on building seismic response. *Journal of Structural Engineering*, 118(7), 1903-1918.

ANEXOS

Anexo 1

Pruebas de funcionamiento lineal del elemento link

Se hará una demostración en el programa para verificar que se logra los resultados esperados, donde se tiene un disipador con 20 placas (tipo TX20), aplicado una carga de 1 tonelada y tiene las siguientes propiedades.

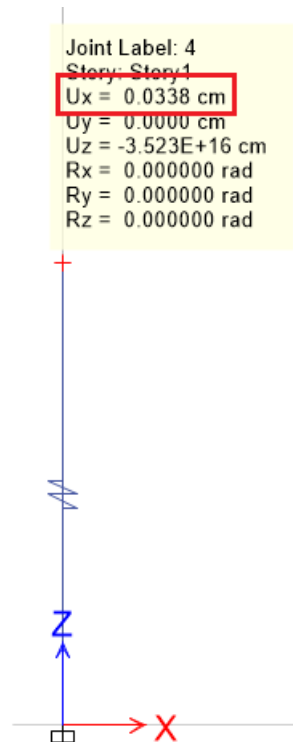


Parámetros de diseño del disipador TX20

f_y (kg/cm²)	2530	F_y (ton)	16.590
n	20	Δy (cm)	0.560
b (cm)	15	K_{DEE} (ton/cm)	29.606
t (cm)	2	F_u (ton)	24.885
h (cm)	30.5	Δu (cm)	1.590

Prueba de rigidez

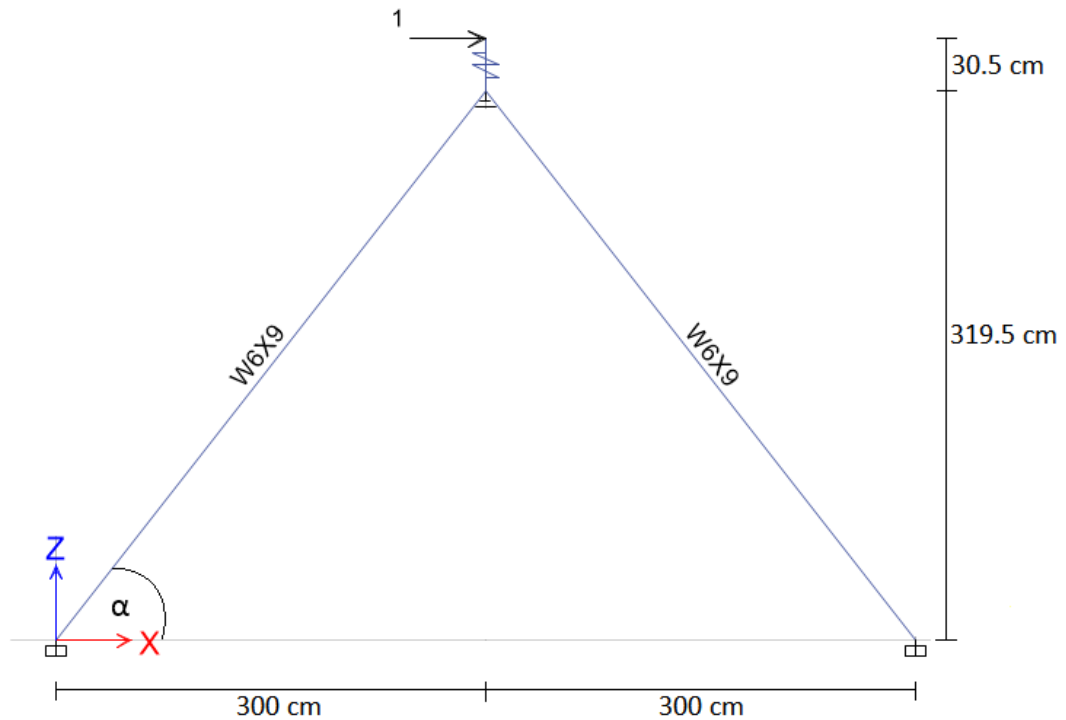
Al disipador se le aplica una carga lateral de 1 ton, entonces se puede obtener el desplazamiento con la ecuación $\Delta x = F/K$, resultando un desplazamiento de 0.03377 cm, que es exactamente el valor obtenido en el programa como se muestra en la siguiente figura.



Resultado del modelo de prueba para disipador TX20.

Comprobación del modelo de rigidez equivalente

Una vez comprobado el comportamiento del disipador únicamente, se procedió a analizar la rigidez equivalente del disipador con las diagonales como se muestra en la siguiente figura, donde se tiene un disipador con 20 placas (TX20) con una rigidez de 29.606 ton/cm y diagonales con secciones W6X9 (área de 17.3 cm² y longitud de 405.685 cm).



Modelo de prueba para rigidez equivalente para dissipador TX20.

La rigidez equivalente K_{eq} y la rigidez de las diagonales K_d se obtienen de las siguientes ecuaciones, tal como se muestra a continuación.

DATOS

$$K_{DEE} = 29.606 \text{ ton/cm}$$

$$A_{W6x9} = 17.3 \text{ cm}^2$$

$$L_{W6x9} = 405.685 \text{ cm}$$

$$E = 2100 \text{ ton/cm}^2$$

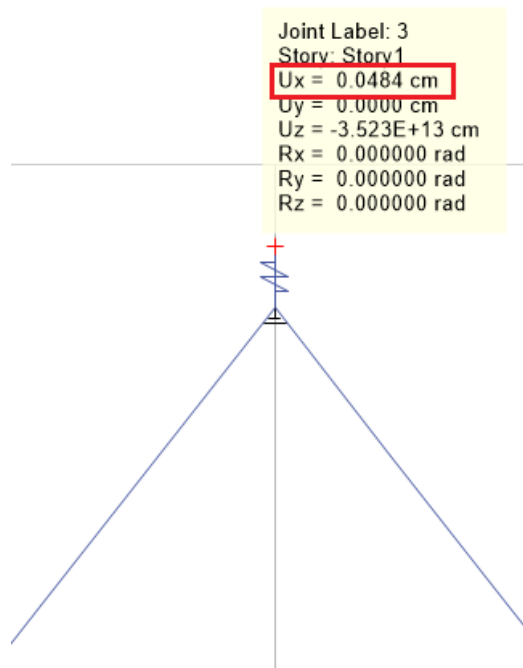
$$\alpha = 51.958^\circ$$

Entonces:

$$K_d = \frac{2100 * 17.3 * (\cos 51.958)^2}{405.685} = 34.008 \text{ ton/cm}$$

$$K_{eq} = \frac{1}{\frac{1}{29.606} + \frac{1}{2 * 34.008}} = 20.627 \text{ ton/cm}$$

Para realizar la prueba se aplica una carga lateral de 1 ton, entonces se puede obtener el desplazamiento con la ecuación $\Delta x = F/K$, resultando un desplazamiento de 0.0485 cm, que es el valor obtenido en el programa como se muestra en la siguiente figura.



Resultado del modelo de prueba para disipador TX20 y diagonales W6X9.

Anexo 2

Diseño de disipadores para el modelo bilineal. Diseño de diagonales

PISO 1													
Pórtico A													
Tipo	TY24	1-3						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	19.908	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	59.654	K	1	I(cm4)	4079.100
n	24	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.671	z (cm)	319.500	EE	23.735	Pdiagonal min (ton)	58.183	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	35.527	Kedde (ton/cm)	18.785	y (cm)	300.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	29.862	α*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	86.193	Peso (N)	845.553	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	2.278	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TY24	5-7						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	19.908	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	59.654	K	1	I(cm4)	4079.100
n	24	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.671	z (cm)	319.500	EE	23.735	Pdiagonal min (ton)	58.183	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	35.527	Kedde (ton/cm)	18.785	y (cm)	300.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	29.862	α*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	86.193	Peso (N)	845.553	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	2.278	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Pórtico H													
Tipo	TY24	1-3						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	19.908	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	59.654	K	1	I(cm4)	4079.100
n	24	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.671	z (cm)	319.500	EE	23.735	Pdiagonal min (ton)	58.183	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	35.527	Kedde (ton/cm)	18.785	y (cm)	300.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.020

t (cm)	2	Fu (ton)	29.862	α^*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	86.193	Peso (N)	845.553	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	2.278	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TY24	5-7						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	19.908	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	59.654	K	1	I(cm4)	4079.100
n	24	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.671	z (cm)	319.500	EE	23.735	Pdiagonal min (ton)	58.183	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	35.527	Kedde (ton/cm)	18.785	y (cm)	300.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	29.862	α^*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	86.193	Peso (N)	845.553	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	2.278	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Pórtico 1													
Tipo	TX25	B-D						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	20.738	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	62.139	K	1	I(cm4)	4079.100
n	25	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	10.074	z (cm)	319.500	EE	24.724	Pdiagonal min (ton)	52.088	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	37.008	Kedde (ton/cm)	19.568	x (cm)	250.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	31.107	α^*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	89.784	Peso (N)	880.785	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.367	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TX25	E-G						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	20.738	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	62.139	K	1	I(cm4)	4079.100
n	25	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	10.074	z (cm)	319.500	EE	24.724	Pdiagonal min (ton)	52.088	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	37.008	Kedde (ton/cm)	19.568	x (cm)	250.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	31.107	α^*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	89.784	Peso (N)	880.785	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.367	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231

Pórtico 5													
Tipo	TX25	B-D						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	20.738	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	62.139	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	25	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	10.074	z (cm)	319.500	EE	24.724	Pdiagonal min (ton)	52.088	A (cm ²)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	37.008	Kedde (ton/cm)	19.568	x (cm)	250.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	31.107	α*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	89.784	Peso (N)	880.785	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.367	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TX25	E-G						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	20.738	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	62.139	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	25	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	10.074	z (cm)	319.500	EE	24.724	Pdiagonal min (ton)	52.088	A (cm ²)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	37.008	Kedde (ton/cm)	19.568	x (cm)	250.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	31.107	α*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	89.784	Peso (N)	880.785	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.367	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
PISO 2													
Pórtico A													
Tipo	TY24	1-3						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	19.908	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	59.654	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	24	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.671	z (cm)	319.500	EE	23.735	Pdiagonal min (ton)	58.183	A (cm ²)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	35.527	Kedde (ton/cm)	18.785	y (cm)	300.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	29.862	α*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	86.193	Peso (N)	845.553	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	2.278	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231

Tipo	TY24	5-7						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	19.908	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	59.654	K	1	I(cm4)	4079.100
n	24	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.671	z (cm)	319.500	EE	23.735	Pdiagonal min (ton)	58.183	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	35.527	Kedde (ton/cm)	18.785	y (cm)	300.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	29.862	α^*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	86.193	Peso (N)	845.553	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	2.278	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Pórtico H													
Tipo	TY24	1-3						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	19.908	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	59.654	K	1	I(cm4)	4079.100
n	24	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.671	z (cm)	319.500	EE	23.735	Pdiagonal min (ton)	58.183	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	35.527	Kedde (ton/cm)	18.785	y (cm)	300.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	29.862	α^*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	86.193	Peso (N)	845.553	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	2.278	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TY24	5-7						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	19.908	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	59.654	K	1	I(cm4)	4079.100
n	24	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.671	z (cm)	319.500	EE	23.735	Pdiagonal min (ton)	58.183	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	35.527	Kedde (ton/cm)	18.785	y (cm)	300.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	29.862	α^*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	86.193	Peso (N)	845.553	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	2.278	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Pórtico 1													
Tipo	TX25	B-D						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			

FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	20.738	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	62.139	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	25	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	10.074	z (cm)	319.500	EE	24.724	Pdiagonal min (ton)	52.088	A (cm ²)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	37.008	Kedde (ton/cm)	19.568	x (cm)	250.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	31.107	α*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	89.784	Peso (N)	880.785	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.367	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TX25	E-G						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	20.738	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	62.139	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	25	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	10.074	z (cm)	319.500	EE	24.724	Pdiagonal min (ton)	52.088	A (cm ²)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	37.008	Kedde (ton/cm)	19.568	x (cm)	250.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	31.107	α*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	89.784	Peso (N)	880.785	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.367	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Pórtico 5													
Tipo	TX25	B-D						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	20.738	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	62.139	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	25	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	10.074	z (cm)	319.500	EE	24.724	Pdiagonal min (ton)	52.088	A (cm ²)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	37.008	Kedde (ton/cm)	19.568	x (cm)	250.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	31.107	α*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	89.784	Peso (N)	880.785	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.367	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TX25	E-G						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	20.738	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	62.139	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	25	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	10.074	z (cm)	319.500	EE	24.724	Pdiagonal min (ton)	52.088	A (cm ²)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	37.008	Kedde (ton/cm)	19.568	x (cm)	250.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.022

t (cm)	2	Fu (ton)	31.107	α^*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	89.784	Peso (N)	880.785	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.367	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
PISO 3													
Pórtico A													
Tipo	TY23	1-3						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	19.079	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	57.168	K	1	I(cm4)	4079.100
n	23	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.268	z (cm)	319.500	EE	22.746	Pdiagonal min (ton)	55.758	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	34.047	Kedde (ton/cm)	18.003	y (cm)	300.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	28.618	α^*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	82.602	Peso (N)	810.322	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	2.183	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TY23	5-7						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	19.079	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	57.168	K	1	I(cm4)	4079.100
n	23	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.268	z (cm)	319.500	EE	22.746	Pdiagonal min (ton)	55.758	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	34.047	Kedde (ton/cm)	18.003	y (cm)	300.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	28.618	α^*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	82.602	Peso (N)	810.322	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	2.183	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Pórtico H													
Tipo	TY23	1-3						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	19.079	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	57.168	K	1	I(cm4)	4079.100
n	23	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.268	z (cm)	319.500	EE	22.746	Pdiagonal min (ton)	55.758	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	34.047	Kedde (ton/cm)	18.003	y (cm)	300.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	28.618	α^*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347

h (cm)	30.5	Masa (Kg)	82.602	Peso (N)	810.322	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	2.183	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TY23	5-7						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	19.079	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	57.168	K	1	I(cm4)	4079.100
n	23	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.268	z (cm)	319.500	EE	22.746	Pdiagonal min (ton)	55.758	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	34.047	Kedde (ton/cm)	18.003	y (cm)	300.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	28.618	α^*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	82.602	Peso (N)	810.322	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	2.183	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Pórtico 1													
Tipo	TX25	B-D						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	20.738	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	62.139	K	1	I(cm4)	4079.100
n	25	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	10.074	z (cm)	319.500	EE	24.724	Pdiagonal min (ton)	52.088	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	37.008	Kedde (ton/cm)	19.568	x (cm)	250.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	31.107	α^*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	89.784	Peso (N)	880.785	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.367	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TX25	E-G						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	20.738	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	62.139	K	1	I(cm4)	4079.100
n	25	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	10.074	z (cm)	319.500	EE	24.724	Pdiagonal min (ton)	52.088	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	37.008	Kedde (ton/cm)	19.568	x (cm)	250.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	31.107	α^*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	89.784	Peso (N)	880.785	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.367	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Pórtico 5													

Tipo	TX25	B-D						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	20.738	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	62.139	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	25	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	10.074	z (cm)	319.500	EE	24.724	Pdiagonal min (ton)	52.088	A (cm ²)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	37.008	Kedde (ton/cm)	19.568	x (cm)	250.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	31.107	α*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	89.784	Peso (N)	880.785	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.367	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TX25	E-G						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	20.738	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	62.139	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	25	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	10.074	z (cm)	319.500	EE	24.724	Pdiagonal min (ton)	52.088	A (cm ²)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	37.008	Kedde (ton/cm)	19.568	x (cm)	250.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	31.107	α*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	89.784	Peso (N)	880.785	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.367	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
PISO 4													
Pórtico A													
Tipo	TY23	1-3						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	19.079	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	57.168	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	23	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.268	z (cm)	319.500	EE	22.746	Pdiagonal min (ton)	55.758	A (cm ²)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	34.047	Kedde (ton/cm)	18.003	y (cm)	300.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	28.618	α*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	82.602	Peso (N)	810.322	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	2.183	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TY23	5-7						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			

FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	19.079	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	57.168	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	23	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.268	z (cm)	319.500	EE	22.746	Pdiagonal min (ton)	55.758	A (cm ²)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	34.047	Kedde (ton/cm)	18.003	y (cm)	300.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	28.618	α*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	82.602	Peso (N)	810.322	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	2.183	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Pórtico H													
Tipo	TY23	1-3						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	19.079	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	57.168	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	23	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.268	z (cm)	319.500	EE	22.746	Pdiagonal min (ton)	55.758	A (cm ²)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	34.047	Kedde (ton/cm)	18.003	y (cm)	300.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	28.618	α*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	82.602	Peso (N)	810.322	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	2.183	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TY23	5-7						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	19.079	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	57.168	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	23	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.268	z (cm)	319.500	EE	22.746	Pdiagonal min (ton)	55.758	A (cm ²)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	34.047	Kedde (ton/cm)	18.003	y (cm)	300.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	28.618	α*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	82.602	Peso (N)	810.322	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	2.183	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Pórtico 1													
Tipo	TX25	B-D						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	20.738	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	62.139	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	25	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	10.074	z (cm)	319.500	EE	24.724	Pdiagonal min (ton)	52.088	A (cm ²)	53.200

b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	37.008	Kedde (ton/cm)	19.568	x (cm)	250.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	31.107	α^*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	89.784	Peso (N)	880.785	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.367	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TX25	E-G					Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales				
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	20.738	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	62.139	K	1	I(cm4)	4079.100
n	25	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	10.074	z (cm)	319.500	EE	24.724	Pdiagonal min (ton)	52.088	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	37.008	Kedde (ton/cm)	19.568	x (cm)	250.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	31.107	α^*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	89.784	Peso (N)	880.785	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.367	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Pórtico 5													
Tipo	TX25	B-D					Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales				
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	20.738	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	62.139	K	1	I(cm4)	4079.100
n	25	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	10.074	z (cm)	319.500	EE	24.724	Pdiagonal min (ton)	52.088	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	37.008	Kedde (ton/cm)	19.568	x (cm)	250.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	31.107	α^*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	89.784	Peso (N)	880.785	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.367	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TX25	E-G					Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales				
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	20.738	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	62.139	K	1	I(cm4)	4079.100
n	25	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	10.074	z (cm)	319.500	EE	24.724	Pdiagonal min (ton)	52.088	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	37.008	Kedde (ton/cm)	19.568	x (cm)	250.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	31.107	α^*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347

h (cm)	30.5	Masa (Kg)	89.784	Peso (N)	880.785	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.367	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
PISO 5													
Pórtico A													
Tipo	TY22	1-3						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	18.249	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	54.682	K	1	I(cm4)	4079.100
n	22	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	8.865	z (cm)	319.500	EE	21.757	Pdiagonal min (ton)	53.334	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	32.567	Kedde (ton/cm)	17.220	y (cm)	300.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	27.374	α^*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	79.010	Peso (N)	775.091	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	2.088	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TY22	5-7						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	18.249	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	54.682	K	1	I(cm4)	4079.100
n	22	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	8.865	z (cm)	319.500	EE	21.757	Pdiagonal min (ton)	53.334	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	32.567	Kedde (ton/cm)	17.220	y (cm)	300.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	27.374	α^*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	79.010	Peso (N)	775.091	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	2.088	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Pórtico H													
Tipo	TY22	1-3						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	18.249	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	54.682	K	1	I(cm4)	4079.100
n	22	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	8.865	z (cm)	319.500	EE	21.757	Pdiagonal min (ton)	53.334	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	32.567	Kedde (ton/cm)	17.220	y (cm)	300.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	27.374	α^*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347

h (cm)	30.5	Masa (Kg)	79.010	Peso (N)	775.091	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	2.088	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TY22	5-7						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	18.249	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	54.682	K	1	I(cm4)	4079.100
n	22	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	8.865	z (cm)	319.500	EE	21.757	Pdiagonal min (ton)	53.334	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	32.567	Kedde (ton/cm)	17.220	y (cm)	300.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	27.374	α^*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	79.010	Peso (N)	775.091	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	2.088	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Pórtico 1													
Tipo	TX24	B-D						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	19.908	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	59.654	K	1	I(cm4)	4079.100
n	24	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.671	z (cm)	319.500	EE	23.735	Pdiagonal min (ton)	50.004	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	35.527	Kedde (ton/cm)	18.785	x (cm)	250.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	29.862	α^*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	86.193	Peso (N)	845.553	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.272	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TX24	E-G						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	19.908	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	59.654	K	1	I(cm4)	4079.100
n	24	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.671	z (cm)	319.500	EE	23.735	Pdiagonal min (ton)	50.004	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	35.527	Kedde (ton/cm)	18.785	x (cm)	250.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	29.862	α^*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	86.193	Peso (N)	845.553	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.272	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Pórtico 5													

Tipo	TX24	B-D						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	19.908	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	59.654	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	24	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.671	z (cm)	319.500	EE	23.735	Pdiagonal min (ton)	50.004	A (cm ²)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	35.527	Kedde (ton/cm)	18.785	x (cm)	250.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	29.862	α*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	86.193	Peso (N)	845.553	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.272	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TX24	E-G						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	19.908	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	59.654	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	24	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.671	z (cm)	319.500	EE	23.735	Pdiagonal min (ton)	50.004	A (cm ²)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	35.527	Kedde (ton/cm)	18.785	x (cm)	250.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	29.862	α*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	86.193	Peso (N)	845.553	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.272	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
PISO 6													
Pórtico A													
Tipo	TY22	1-3						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	18.249	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	54.682	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	22	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	8.865	z (cm)	319.500	EE	21.757	Pdiagonal min (ton)	53.334	A (cm ²)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	32.567	Kedde (ton/cm)	17.220	y (cm)	300.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	27.374	α*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	79.010	Peso (N)	775.091	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	2.088	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TY22	5-7						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			

FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	18.249	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	54.682	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	22	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	8.865	z (cm)	319.500	EE	21.757	Pdiagonal min (ton)	53.334	A (cm ²)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	32.567	Kedde (ton/cm)	17.220	y (cm)	300.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	27.374	α*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	79.010	Peso (N)	775.091	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	2.088	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Pórtico H													
Tipo	TY22	1-3						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	18.249	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	54.682	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	22	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	8.865	z (cm)	319.500	EE	21.757	Pdiagonal min (ton)	53.334	A (cm ²)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	32.567	Kedde (ton/cm)	17.220	y (cm)	300.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	27.374	α*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	79.010	Peso (N)	775.091	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	2.088	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TY22	5-7						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	18.249	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	54.682	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	22	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	8.865	z (cm)	319.500	EE	21.757	Pdiagonal min (ton)	53.334	A (cm ²)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	32.567	Kedde (ton/cm)	17.220	y (cm)	300.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	27.374	α*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	79.010	Peso (N)	775.091	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	2.088	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Pórtico 1													
Tipo	TX24	B-D						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	19.908	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	59.654	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	24	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.671	z (cm)	319.500	EE	23.735	Pdiagonal min (ton)	50.004	A (cm ²)	53.200

b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	35.527	Kedde (ton/cm)	18.785	x (cm)	250.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	29.862	α^*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	86.193	Peso (N)	845.553	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.272	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TX24	E-G						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	19.908	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	59.654	K	1	I(cm4)	4079.100
n	24	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.671	z (cm)	319.500	EE	23.735	Pdiagonal min (ton)	50.004	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	35.527	Kedde (ton/cm)	18.785	x (cm)	250.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	29.862	α^*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	86.193	Peso (N)	845.553	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.272	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Pórtico 5													
Tipo	TX24	B-D						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	19.908	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	59.654	K	1	I(cm4)	4079.100
n	24	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.671	z (cm)	319.500	EE	23.735	Pdiagonal min (ton)	50.004	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	35.527	Kedde (ton/cm)	18.785	x (cm)	250.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	29.862	α^*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	86.193	Peso (N)	845.553	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.272	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TX24	E-G						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	19.908	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	59.654	K	1	I(cm4)	4079.100
n	24	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.671	z (cm)	319.500	EE	23.735	Pdiagonal min (ton)	50.004	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	35.527	Kedde (ton/cm)	18.785	x (cm)	250.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	29.862	α^*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347

h (cm)	30.5	Masa (Kg)	86.193	Peso (N)	845.553	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.272	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
PISO 7													
Pórtico A													
Tipo	TY21	1-3						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	17.420	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	52.197	K	1	I(cm4)	4079.100
n	21	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	8.462	z (cm)	319.500	EE	20.768	Pdiagonal min (ton)	50.910	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	31.086	Kedde (ton/cm)	16.437	y (cm)	300.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	26.130	α*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	75.419	Peso (N)	739.859	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	1.993	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TY21	5-7						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	17.420	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	52.197	K	1	I(cm4)	4079.100
n	21	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	8.462	z (cm)	319.500	EE	20.768	Pdiagonal min (ton)	50.910	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	31.086	Kedde (ton/cm)	16.437	y (cm)	300.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	26.130	α*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	75.419	Peso (N)	739.859	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	1.993	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Pórtico H													
Tipo	TY21	1-3						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	17.420	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	52.197	K	1	I(cm4)	4079.100
n	21	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	8.462	z (cm)	319.500	EE	20.768	Pdiagonal min (ton)	50.910	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	31.086	Kedde (ton/cm)	16.437	y (cm)	300.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	26.130	α*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347

h (cm)	30.5	Masa (Kg)	75.419	Peso (N)	739.859	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	1.993	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TY21	5-7						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	17.420	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	52.197	K	1	I(cm4)	4079.100
n	21	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	8.462	z (cm)	319.500	EE	20.768	Pdiagonal min (ton)	50.910	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	31.086	Kedde (ton/cm)	16.437	y (cm)	300.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	26.130	α^*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	75.419	Peso (N)	739.859	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	1.993	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Pórtico 1													
Tipo	TX23	B-D						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	19.079	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	57.168	K	1	I(cm4)	4079.100
n	23	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.268	z (cm)	319.500	EE	22.746	Pdiagonal min (ton)	47.921	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	34.047	Kedde (ton/cm)	18.003	x (cm)	250.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	28.618	α^*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	82.602	Peso (N)	810.322	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.178	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TX23	E-G						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	19.079	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	57.168	K	1	I(cm4)	4079.100
n	23	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.268	z (cm)	319.500	EE	22.746	Pdiagonal min (ton)	47.921	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	34.047	Kedde (ton/cm)	18.003	x (cm)	250.000	δ_{eq}	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	28.618	α^*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	82.602	Peso (N)	810.322	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.178	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Pórtico 5													

Tipo	TX23	B-D						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	19.079	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	57.168	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	23	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.268	z (cm)	319.500	EE	22.746	Pdiagonal min (ton)	47.921	A (cm ²)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	34.047	Kedde (ton/cm)	18.003	x (cm)	250.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	28.618	α*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	82.602	Peso (N)	810.322	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.178	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TX23	E-G						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	19.079	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	57.168	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	23	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.268	z (cm)	319.500	EE	22.746	Pdiagonal min (ton)	47.921	A (cm ²)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	34.047	Kedde (ton/cm)	18.003	x (cm)	250.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	28.618	α*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	82.602	Peso (N)	810.322	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.178	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
PISO 8													
Pórtico A													
Tipo	TY21	1-3						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	17.420	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	52.197	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	21	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	8.462	z (cm)	319.500	EE	20.768	Pdiagonal min (ton)	50.910	A (cm ²)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	31.086	Kedde (ton/cm)	16.437	y (cm)	300.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	26.130	α*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	75.419	Peso (N)	739.859	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	1.993	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TY21	5-7						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			

FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	17.420	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	52.197	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	21	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	8.462	z (cm)	319.500	EE	20.768	Pdiagonal min (ton)	50.910	A (cm ²)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	31.086	Kedde (ton/cm)	16.437	y (cm)	300.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	26.130	α*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	75.419	Peso (N)	739.859	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	1.993	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Pórtico H													
Tipo	TY21	1-3						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	17.420	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	52.197	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	21	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	8.462	z (cm)	319.500	EE	20.768	Pdiagonal min (ton)	50.910	A (cm ²)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	31.086	Kedde (ton/cm)	16.437	y (cm)	300.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	26.130	α*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	75.419	Peso (N)	739.859	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	1.993	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TY21	5-7						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	17.420	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	52.197	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	21	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	8.462	z (cm)	319.500	EE	20.768	Pdiagonal min (ton)	50.910	A (cm ²)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	31.086	Kedde (ton/cm)	16.437	y (cm)	300.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.020
t (cm)	2	Fu (ton)	26.130	α*	0.272	α (grados)	46.803	T (modo 1)	1.905	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	75.419	Peso (N)	739.859	d (cm)	438.270	C (ton-s/cm)	1.993	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Pórtico 1													
Tipo	TX23	B-D						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm ²)	2530	Fy (ton)	19.079	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	57.168	K	1	I(cm ⁴)	4079.100
n	23	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.268	z (cm)	319.500	EE	22.746	Pdiagonal min (ton)	47.921	A (cm ²)	53.200

b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	34.047	Kedde (ton/cm)	18.003	x (cm)	250.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	28.618	α*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	82.602	Peso (N)	810.322	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.178	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TX23	E-G						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	19.079	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	57.168	K	1	I(cm4)	4079.100
n	23	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.268	z (cm)	319.500	EE	22.746	Pdiagonal min (ton)	47.921	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	34.047	Kedde (ton/cm)	18.003	x (cm)	250.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	28.618	α*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	82.602	Peso (N)	810.322	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.178	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Pórtico 5													
Tipo	TX23	B-D						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	19.079	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	57.168	K	1	I(cm4)	4079.100
n	23	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.268	z (cm)	319.500	EE	22.746	Pdiagonal min (ton)	47.921	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	34.047	Kedde (ton/cm)	18.003	x (cm)	250.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	28.618	α*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347
h (cm)	30.5	Masa (Kg)	82.602	Peso (N)	810.322	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.178	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
Tipo	TX23	E-G						Energías y amortiguamiento		Diseño de diagonales			
FY (kg/cm2)	2530	Fy (ton)	19.079	Δu (cm)	1.590	Distancia de diagonal		ED	57.168	K	1	I(cm4)	4079.100
n	23	Δy (cm)	0.560	K2 (ton/cm)	9.268	z (cm)	319.500	EE	22.746	Pdiagonal min (ton)	47.921	A (cm2)	53.200
b (cm)	15	Kdee(ton/cm)	34.047	Kedde (ton/cm)	18.003	x (cm)	250.000	δeq	0.200	r	8.756	KI/r	0.022
t (cm)	2	Fu (ton)	28.618	α*	0.272	α grados	51.958	T (modo 1)	1.900	λ	0.000	Rc	135.347

h (cm)	30.5	Masa (Kg)	82.602	Peso (N)	810.322	d (cm)	405.685	C (ton-s/cm)	2.178	F.S	1.5000	Pdiagonal calculada	90.231
---------------	------	------------------	--------	-----------------	---------	---------------	---------	---------------------	-------	------------	--------	----------------------------	--------

Anexo 3

Amortiguamiento Rayleigh

Modo de vibración	Período s	Frecuencia rad/s	ζ %	A0	A1	ζ Rayleigh
1	1.905	3.298				0.020
2	1.900	3.307				0.020
3	1.171	5.366				0.015
4	0.623	10.085				0.015
5	0.622	10.102				0.015
6	0.390	16.111	2	0.1120	0.0018	0.018
7	0.338	18.589				0.020
8	0.336	18.700				0.020
9	0.222	28.303				0.028
10	0.221	28.431				0.028
11	0.214	29.361				0.029
12	0.160	39.270				0.037

Anexo 4

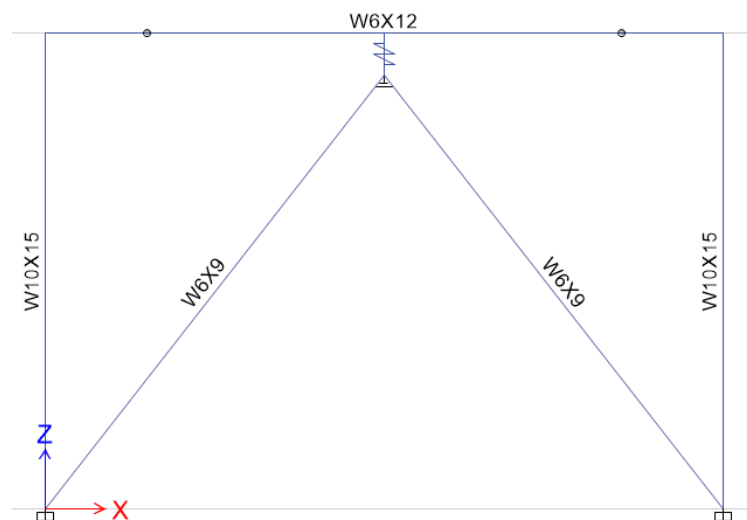
Pruebas de funcionamiento no lineal de los elementos links

A continuación se realiza las pruebas de vibración libre y una prueba del comportamiento histerético del disipador, para ello, se utiliza el mismo disipador que se analizó para el análisis lineal (TX20), por lo tanto se tiene las siguientes propiedades.

<i>Parámetros de diseño del disipador TX20</i>			
f_y (kg/cm²)	2530	Fy (ton)	16.590
n	20	Δy (cm)	0.560
b (cm)	15	K_{DDEE} (ton/cm)	29.606
t (cm)	2	Fu (ton)	24.885
h (cm)	30.5	Δu (cm)	1.590

Análisis de vibración libre

Para el análisis no lineal se realizó una prueba de vibración libre para comprobar que el amortiguamiento que se ingresa como dato en el caso de análisis en el programa, corresponda a los resultados que se buscan. La prueba se realizó para un amortiguamiento del 2% en un pórtico como se muestra en la siguiente figura con un disipador de 20 placas.



Pórtico para prueba de vibración libre con disipador TX20.

Las propiedades de no linealidad se realiza mediante el siguiente procedimiento

Link Property Data

General

Link Property Name: TX20

Link Type: MultiLinear Plastic

Link Property Notes: Modify/Show Notes...

P-Delta Parameters: Modify/Show...

Total Mass and Weight

Mass: 0.000073 tonf-s²/cm

Weight: 0.07185 tonf

Rotational Inertia 1: 0 tonf-cm-s²

Rotational Inertia 2: 0 tonf-cm-s²

Rotational Inertia 3: 0 tonf-cm-s²

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...	<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...	<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

Fix All Clear All

OK Cancel

Identification

Property Name: TX20

Direction: U2

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

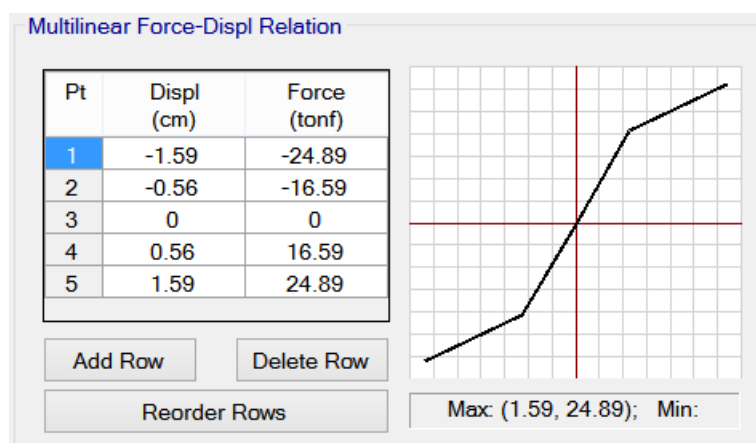
Linear Properties

Effective Stiffness: 29.606 tonf/cm

Effective Damping: 1.847 tonf-s/cm

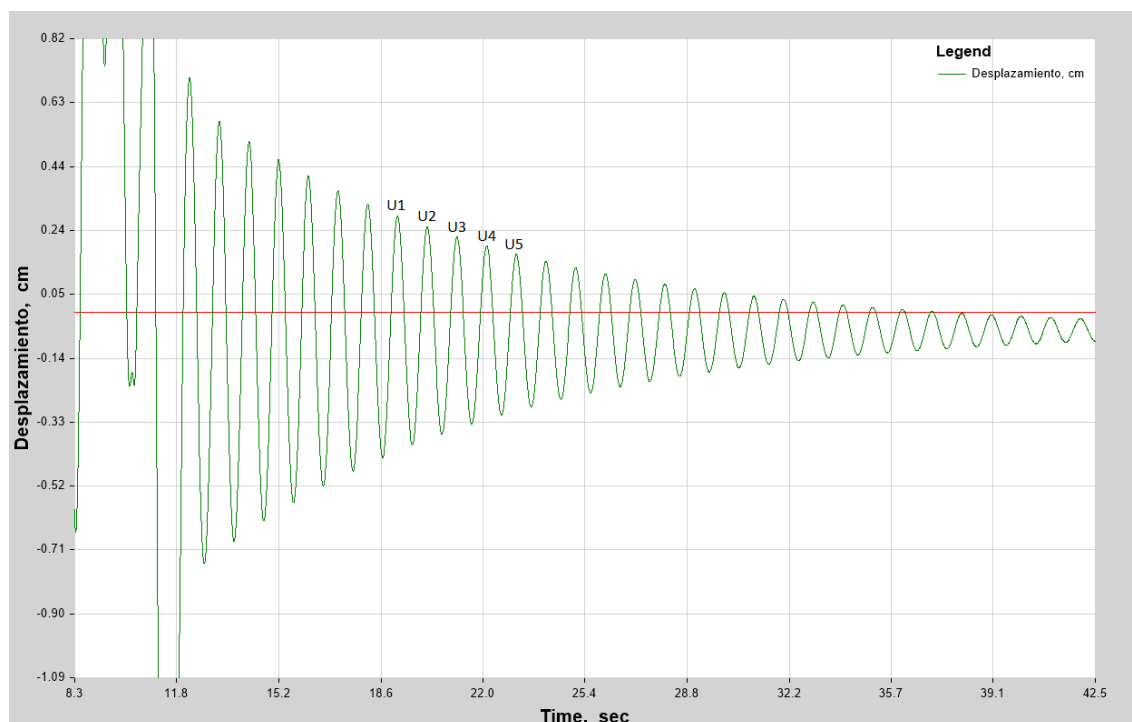
Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0 cm



Propiedades no lineales ingresadas en el programa ETABS para un dissipador TX20.

En la figura, los puntos 1 y 5 corresponden a la deformación última del dissipador, mientras que el punto 2 y 4 corresponden a la deformación por fluencia del dissipador. Para realizar la prueba se utilizó el registro sísmico AMNT-N que tiene una duración de 50.04 segundos, pero se editó el sismo a los 12 segundos (tiempo elegido arbitrariamente) y el resto de registros de aceleración fueron reemplazados por 0, esto se realizó para tener un impulso inicial del sismo para que posteriormente el sistema tenga vibración libre como se muestra en la siguiente figura.



Vibración libre del pórtico de prueba.

En la siguiente tabla se muestran los resultados de amortiguamiento obtenidos entre los desplazamientos señalados en la anterior figura, como se puede ver los resultados coinciden con el 2% de amortiguamiento ingresado en el programa.

Resultados de amortiguamiento de la prueba de vibración libre para el disipador TX20

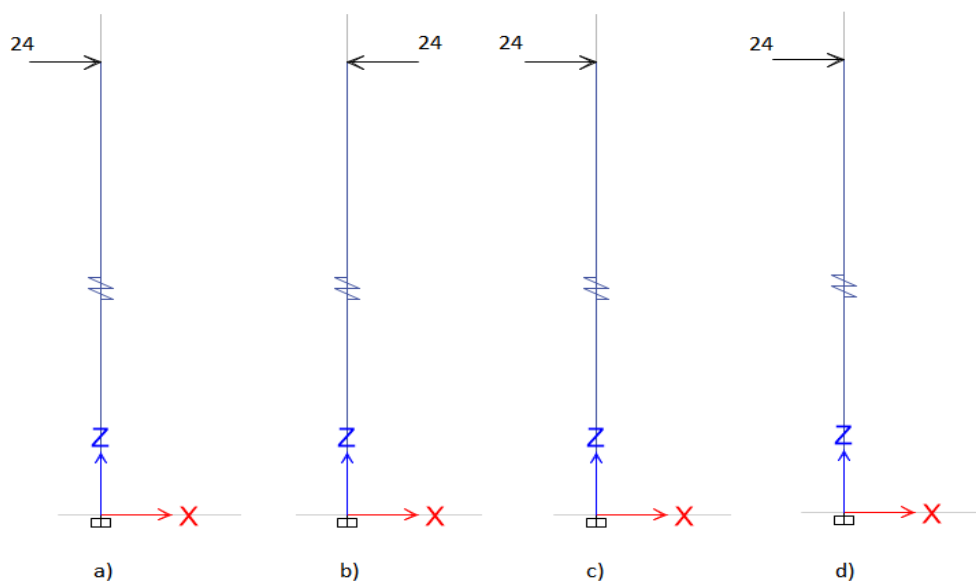
Punto	Desplazamiento (cm)	Amortiguamiento
U1	0.2865	-
U2	0.2538	0.0193
U3	0.2243	0.0197
U4	0.1975	0.0203
U5	0.1734	0.0207

Análisis histerético

Para obtener el comportamiento histerético del disipador se realizó una prueba de carga y descarga al disipador TX20, en el cual se aplican 14 cargas laterales de 24 ton (carga seleccionada arbitrariamente mayor a la carga de fluencia de 16.59 ton) como se muestra a continuación.

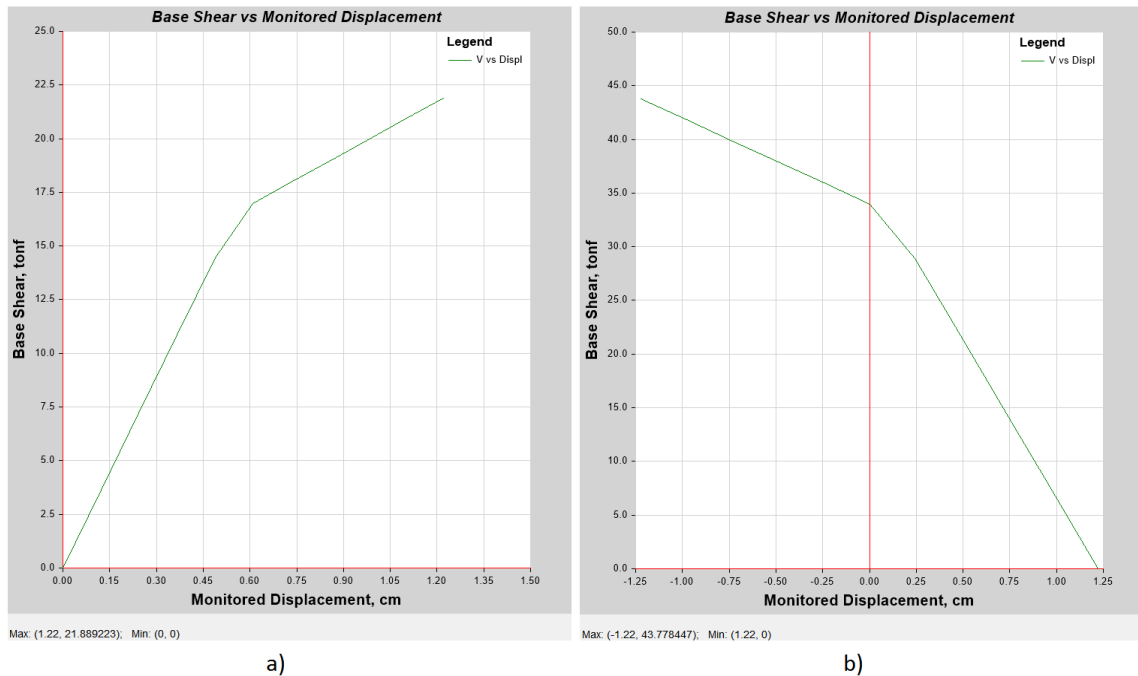
Ciclos de carga y descarga del disipador de los casos ingresados en el programa.

Caso	Carga (ton)
Lateral 1	24
Lateral 2	-24
Lateral 3	24
Lateral 4	-24
Lateral 5	24
Lateral 6	-24
Lateral 7	24
Lateral 8	-24
Lateral 9	24
Lateral 10	-24
Lateral 11	24
Lateral 12	-24
Lateral 13	24
Lateral 14	-24



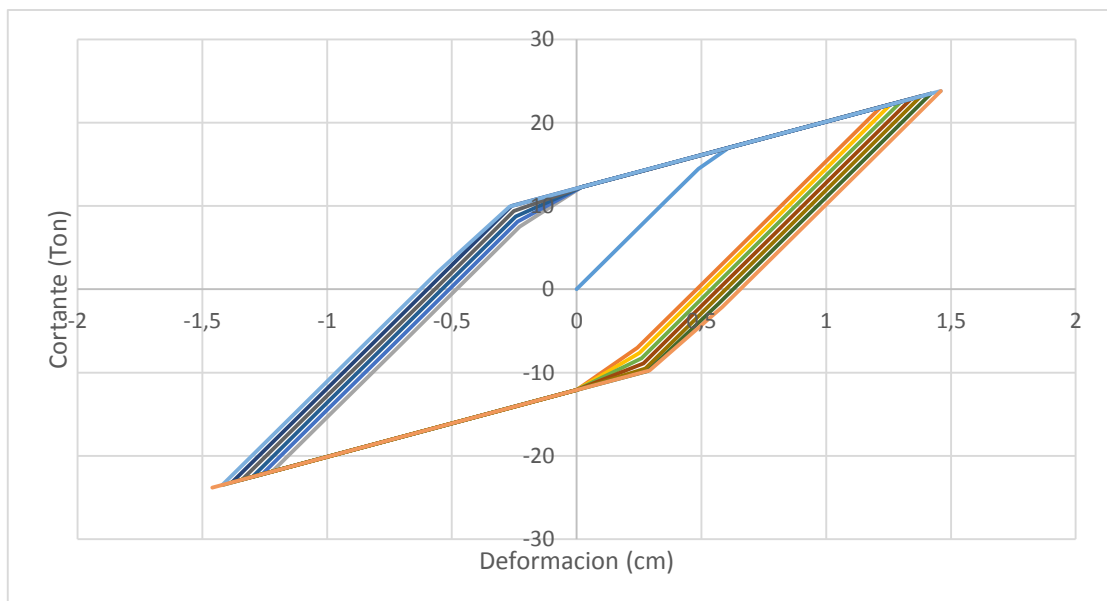
Ciclos de carga y descarga del disipador: a) Lateral 1, b) Lateral 2, c) Lateral 3 y d) Lateral 4.

En la figura se muestran las 4 primeras cargas, las cargas restantes son la sucesión de estas. Los resultados de las gráficas de esfuerzo vs deformación generadas por el programa para cada caso de carga, se muestran en la siguiente figura.



Curvas esfuerzo-deformación para los casos a) Lateral 1 y b) Lateral 2.

Estos resultados fueron post-procesados para obtener la respuesta histerética del disipador.



Respuesta histerética para el disipador TX20.

Anexo 5

Derivas de piso y desplazamiento máximo del edificio con disipadores para los sismos de estudio por el análisis dinámico no lineal por integración directa.

Resultados para el sismo AMNT DBE en dirección X.

Piso	Altura cm	Desplazamiento Lateral (cm)		Deriva Inelástica		Límite	Estado
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima		
8	350	6.187	-7.987	0.00271	-0.00304	0.02	CUMPLE
7	350	5.961	-7.504	0.00342	-0.00343	0.02	CUMPLE
6	350	5.643	-6.628	0.00297	-0.00436	0.02	CUMPLE
5	350	5.045	-5.262	0.00311	-0.00492	0.02	CUMPLE
4	350	4.166	-3.756	0.00340	-0.00442	0.02	CUMPLE
3	350	3.004	-2.631	0.00372	-0.00338	0.02	CUMPLE
2	350	1.707	-1.529	0.00319	-0.00285	0.02	CUMPLE
1	350	0.591	-0.545	0.00169	-0.00156	0.02	CUMPLE

Resultados para el sismo AMNT DBE en dirección Y.

Piso	Altura cm	Desplazamiento Lateral (cm)		Deriva Inelástica		Límite	Estado
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima		
8	350	11.211	-10.516	0.00245	-0.00233	0.02	CUMPLE
7	350	10.390	-9.795	0.00359	-0.00342	0.02	CUMPLE
6	350	9.277	-8.851	0.00507	-0.00441	0.02	CUMPLE
5	350	7.818	-7.627	0.00590	-0.00516	0.02	CUMPLE
4	350	6.203	-5.986	0.00581	-0.00567	0.02	CUMPLE
3	350	4.295	-4.311	0.00558	-0.00526	0.02	CUMPLE
2	350	2.417	-2.493	0.00444	-0.00457	0.02	CUMPLE
1	350	0.863	-0.903	0.00247	-0.00258	0.02	CUMPLE

Resultados para el sismo AOTA DBE en dirección X.

Piso	Altura cm	Desplazamiento Lateral (cm)		Deriva Inelástica		Límite	Estado
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima		
8	350	9.670	-7.999	0.00295	-0.00228	0.02	CUMPLE
7	350	8.983	-7.269	0.00439	-0.00300	0.02	CUMPLE
6	350	7.902	-6.399	0.00525	-0.00361	0.02	CUMPLE
5	350	6.427	-5.372	0.00563	-0.00388	0.02	CUMPLE
4	350	4.983	-4.096	0.00506	-0.00408	0.02	CUMPLE
3	350	3.589	-2.692	0.00450	-0.00369	0.02	CUMPLE
2	350	2.106	-1.542	0.00388	-0.00281	0.02	CUMPLE
1	350	0.751	-0.560	0.00215	-0.00160	0.02	CUMPLE

Resultados para el sismo AOTA DBE en dirección Y.

Piso	Altura cm	Desplazamiento Lateral (cm)		Deriva Inelástica		Límite	Estado
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima		
8	350	7.319	-7.854	0.00248	-0.00336	0.02	CUMPLE
7	350	6.781	-6.972	0.00352	-0.00411	0.02	CUMPLE
6	350	5.903	-6.279	0.00380	-0.00434	0.02	CUMPLE
5	350	5.044	-5.575	0.00396	-0.00436	0.02	CUMPLE
4	350	4.128	-4.327	0.00396	-0.00450	0.02	CUMPLE
3	350	2.920	-2.805	0.00377	-0.00403	0.02	CUMPLE
2	350	1.632	-1.609	0.00304	-0.00295	0.02	CUMPLE
1	350	0.592	-0.633	0.00169	-0.00181	0.02	CUMPLE

Resultados para el sismo AGYE DBE en dirección X.

Piso	Altura cm	Desplazamiento Lateral (cm)		Deriva Inelástica		Límite	Estado
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima		
8	350	6.779	-5.953	0.00211	-0.00433	0.02	CUMPLE
7	350	6.510	-4.924	0.00291	-0.00496	0.02	CUMPLE
6	350	6.073	-4.247	0.00348	-0.00391	0.02	CUMPLE
5	350	5.445	-3.666	0.00363	-0.00305	0.02	CUMPLE
4	350	4.705	-3.009	0.00382	-0.00284	0.02	CUMPLE
3	350	3.649	-2.287	0.00415	-0.00274	0.02	CUMPLE
2	350	2.223	-1.413	0.00405	-0.00257	0.02	CUMPLE
1	350	0.806	-0.525	0.00230	-0.00150	0.02	CUMPLE

Resultados para el sismo AGYE DBE en dirección Y.

Piso	Altura cm	Desplazamiento Lateral (cm)		Deriva Inelástica		Límite	Estado
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima		
8	350	7.645	-8.169	0.00241	-0.00245	0.02	CUMPLE
7	350	7.355	-7.689	0.00294	-0.00283	0.02	CUMPLE
6	350	6.879	-7.000	0.00346	-0.00371	0.02	CUMPLE
5	350	6.016	-6.081	0.00386	-0.00448	0.02	CUMPLE
4	350	4.756	-4.791	0.00450	-0.00458	0.02	CUMPLE
3	350	3.277	-3.306	0.00428	-0.00432	0.02	CUMPLE
2	350	1.816	-1.971	0.00338	-0.00354	0.02	CUMPLE
1	350	0.640	-0.738	0.00183	-0.00211	0.02	CUMPLE

Resultados para el sismo AMNT MCE en dirección X.

Piso	Altura cm	Desplazamiento Lateral (cm)		Deriva Inelástica		Límite	Estado
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima		
8	350	8.894	-9.825	0.00384	-0.00347	0.02	CUMPLE
7	350	8.498	-8.963	0.00534	-0.00464	0.02	CUMPLE
6	350	7.898	-7.979	0.00490	-0.00538	0.02	CUMPLE
5	350	6.968	-6.320	0.00430	-0.00618	0.02	CUMPLE
4	350	5.637	-4.525	0.00483	-0.00544	0.02	CUMPLE
3	350	3.972	-3.207	0.00505	-0.00408	0.02	CUMPLE
2	350	2.209	-1.847	0.00418	-0.00349	0.02	CUMPLE
1	350	0.746	-0.634	0.00213	-0.00181	0.02	CUMPLE

Resultados para el sismo AMNT MCE en dirección Y.

Piso	Altura cm	Desplazamiento Lateral (cm)		Deriva Inelástica		Límite	Estado
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima		
8	350	15.478	-15.756	0.00367	-0.00385	0.02	CUMPLE
7	350	14.318	-14.804	0.00524	-0.00538	0.02	CUMPLE
6	350	12.623	-13.180	0.00760	-0.00705	0.02	CUMPLE
5	350	10.528	-10.971	0.00848	-0.00781	0.02	CUMPLE
4	350	8.281	-8.481	0.00798	-0.00813	0.02	CUMPLE
3	350	5.761	-5.936	0.00744	-0.00752	0.02	CUMPLE
2	350	3.266	-3.418	0.00599	-0.00628	0.02	CUMPLE
1	350	1.169	-1.219	0.00334	-0.00348	0.02	CUMPLE

Resultados para el sismo AOTA MCE en dirección X.

Piso	Altura cm	Desplazamiento Lateral (cm)		Deriva Inelástica		Límite	Estado
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima		
8	350	12.441	-9.942	0.00452	-0.00320	0.02	CUMPLE
7	350	11.357	-8.828	0.00600	-0.00453	0.02	CUMPLE
6	350	10.034	-7.379	0.00667	-0.00499	0.02	CUMPLE
5	350	8.226	-6.107	0.00719	-0.00496	0.02	CUMPLE
4	350	6.224	-4.460	0.00668	-0.00511	0.02	CUMPLE
3	350	4.418	-2.933	0.00565	-0.00411	0.02	CUMPLE
2	350	2.561	-1.668	0.00476	-0.00306	0.02	CUMPLE
1	350	0.905	-0.601	0.00259	-0.00172	0.02	CUMPLE

Resultados para el sismo AOTA MCE en dirección Y.

Piso	Altura cm	Desplazamiento Lateral (cm)		Deriva Inelástica		Límite	Estado
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima		
8	350	12.459	-9.837	0.00353	-0.00386	0.02	CUMPLE
7	350	11.485	-8.749	0.00457	-0.00463	0.02	CUMPLE
6	350	10.071	-7.375	0.00626	-0.00552	0.02	CUMPLE
5	350	8.377	-6.246	0.00667	-0.00558	0.02	CUMPLE
4	350	6.401	-4.826	0.00598	-0.00504	0.02	CUMPLE
3	350	4.314	-3.271	0.00568	-0.00443	0.02	CUMPLE
2	350	2.332	-2.076	0.00440	-0.00369	0.02	CUMPLE
1	350	0.795	-0.804	0.00227	-0.00230	0.02	CUMPLE

Resultados para el sismo AGYE MCE en dirección X.

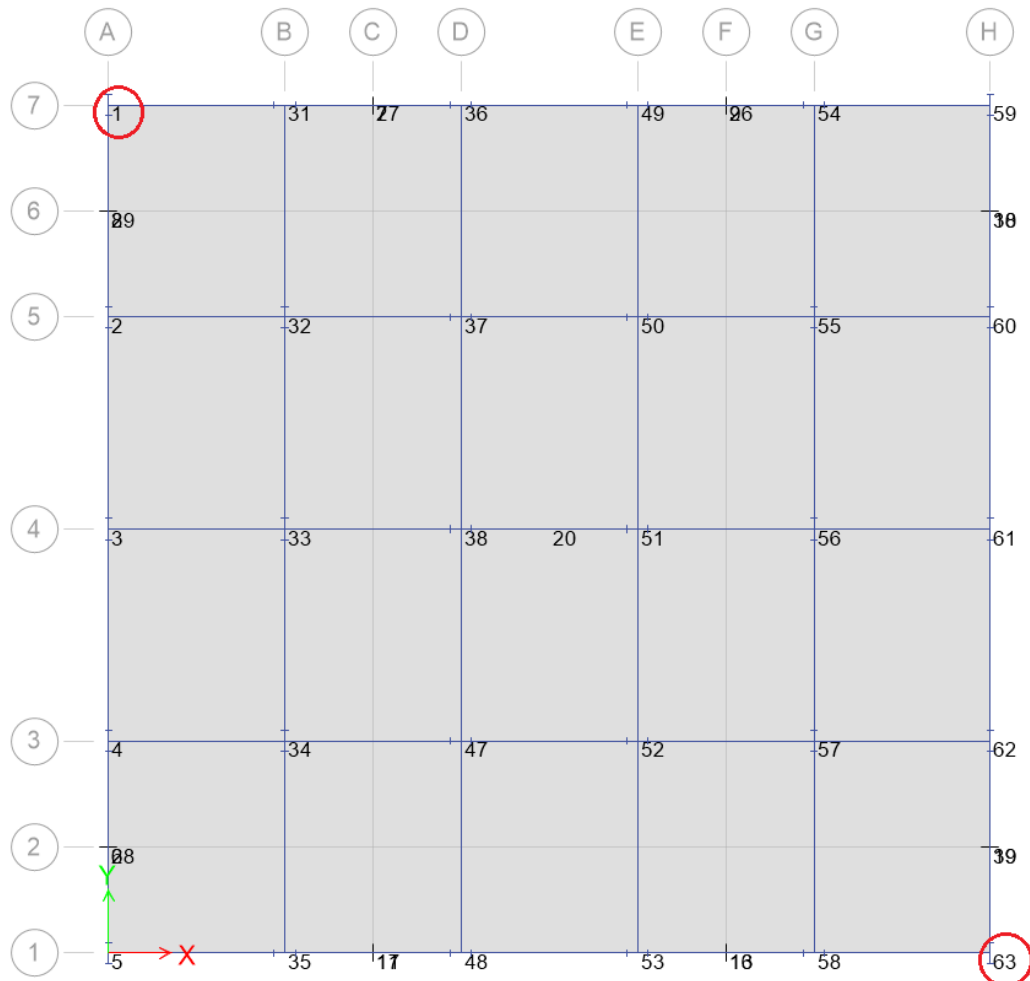
Piso	Altura cm	Desplazamiento Lateral (cm)		Deriva Inelástica		Límite	Estado
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima		
8	350	10.181	-7.483	0.00370	-0.00581	0.02	CUMPLE
7	350	9.116	-6.476	0.00556	-0.00694	0.02	CUMPLE
6	350	7.987	-5.254	0.00619	-0.00568	0.02	CUMPLE
5	350	6.963	-4.958	0.00562	-0.00417	0.02	CUMPLE
4	350	5.931	-4.322	0.00505	-0.00356	0.02	CUMPLE
3	350	4.584	-3.290	0.00523	-0.00404	0.02	CUMPLE
2	350	2.809	-2.090	0.00512	-0.00377	0.02	CUMPLE
1	350	1.020	-0.812	0.00291	-0.00232	0.02	CUMPLE

Resultados para el sismo AGYE MCE en dirección Y.

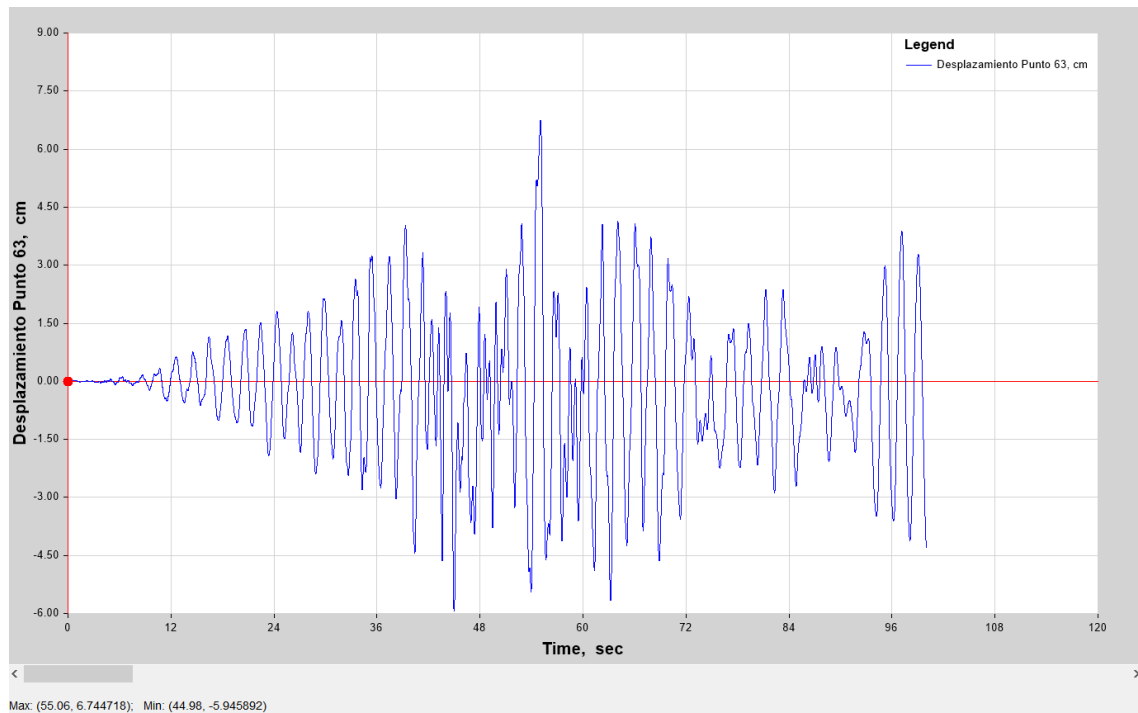
Piso	Altura cm	Desplazamiento Lateral (cm)		Deriva Inelástica		Límite	Estado
		Máximo	Mínimo	Máxima	Mínima		
8	350	10.565	-11.246	0.00319	-0.00285	0.02	CUMPLE
7	350	10.165	-10.830	0.00407	-0.00407	0.02	CUMPLE
6	350	9.398	-9.946	0.00401	-0.00527	0.02	CUMPLE
5	350	8.028	-8.395	0.00554	-0.00598	0.02	CUMPLE
4	350	6.118	-6.348	0.00610	-0.00640	0.02	CUMPLE
3	350	4.021	-4.128	0.00550	-0.00581	0.02	CUMPLE
2	350	2.135	-2.293	0.00405	-0.00420	0.02	CUMPLE
1	350	0.721	-0.832	0.00206	-0.00238	0.02	CUMPLE

Anexo 6

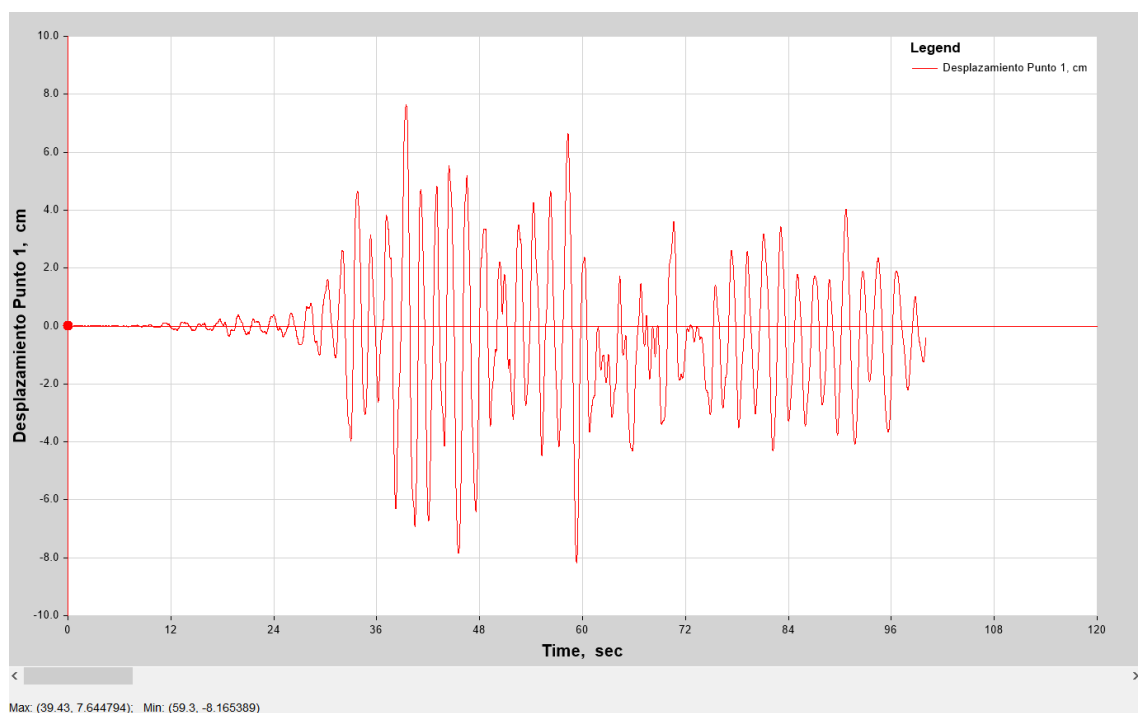
Desplazamientos en el tiempo obtenidos del análisis dinámico no lineal para los sismos de estudio, en función del punto 63 y 1 para las direcciones X e Y respectivamente.



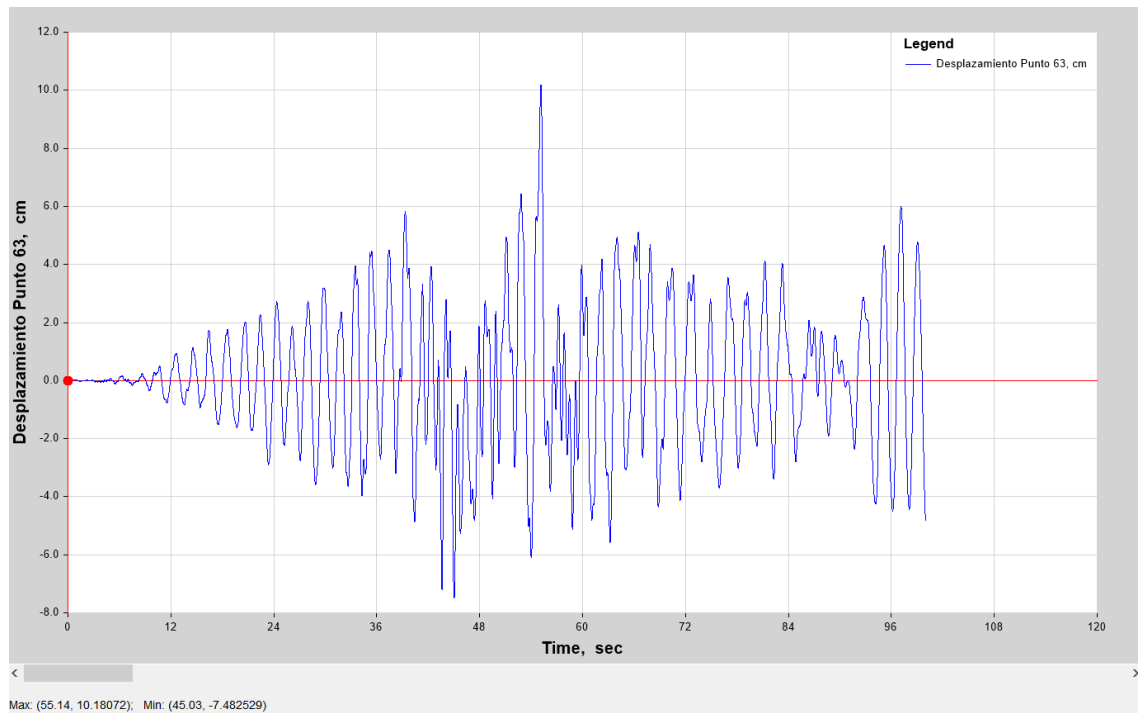
Ubicación de los puntos de análisis



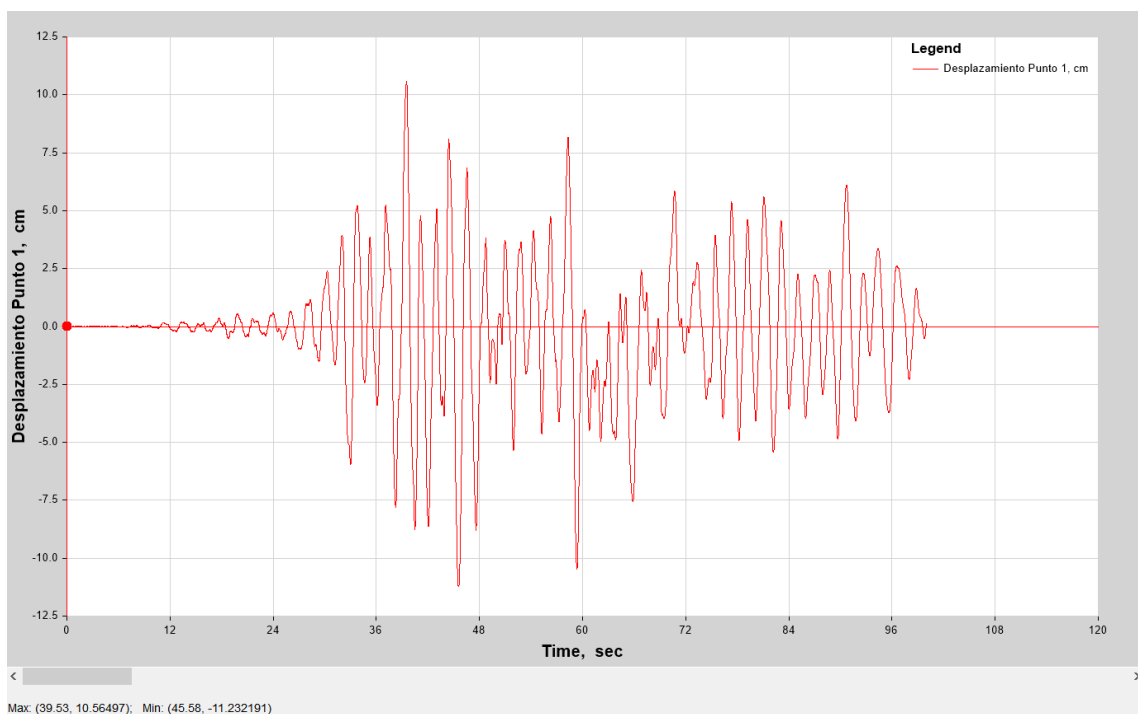
Desplazamiento máximo en dirección X del Punto 63 ubicado en el piso 8 en el eje 1-H para el sismo AGYE DBE.



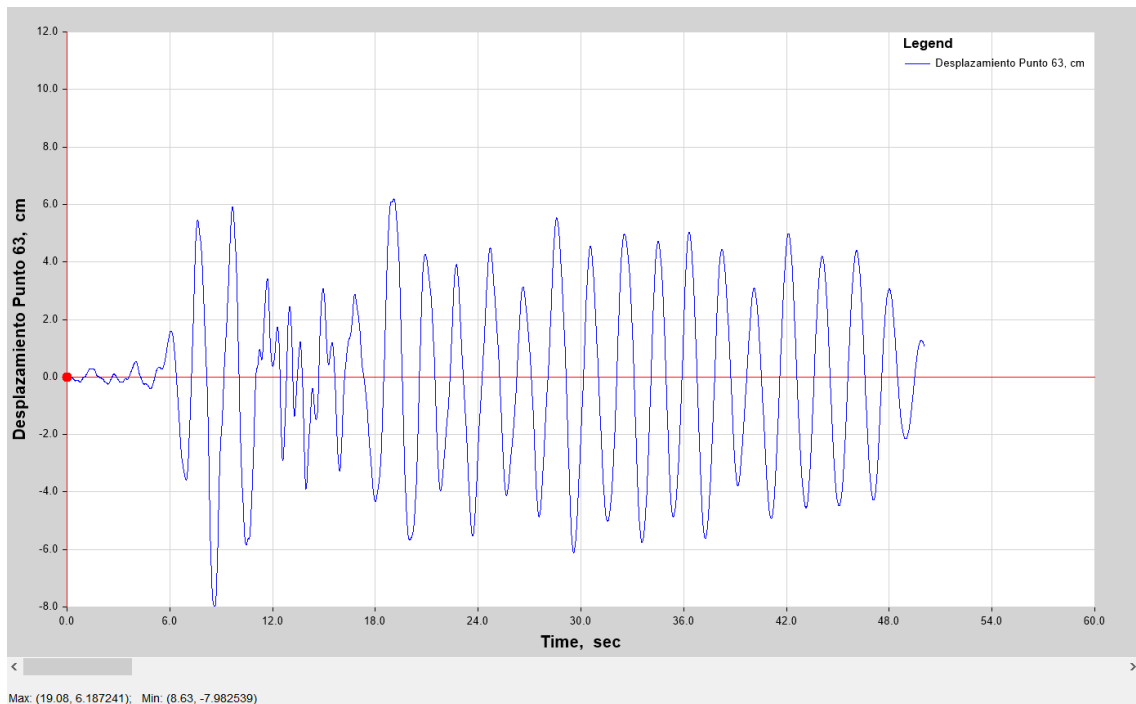
Desplazamiento máximo en dirección Y del Punto 1 ubicado en el piso 8 en el eje 1-A para el sismo AGYE DBE.



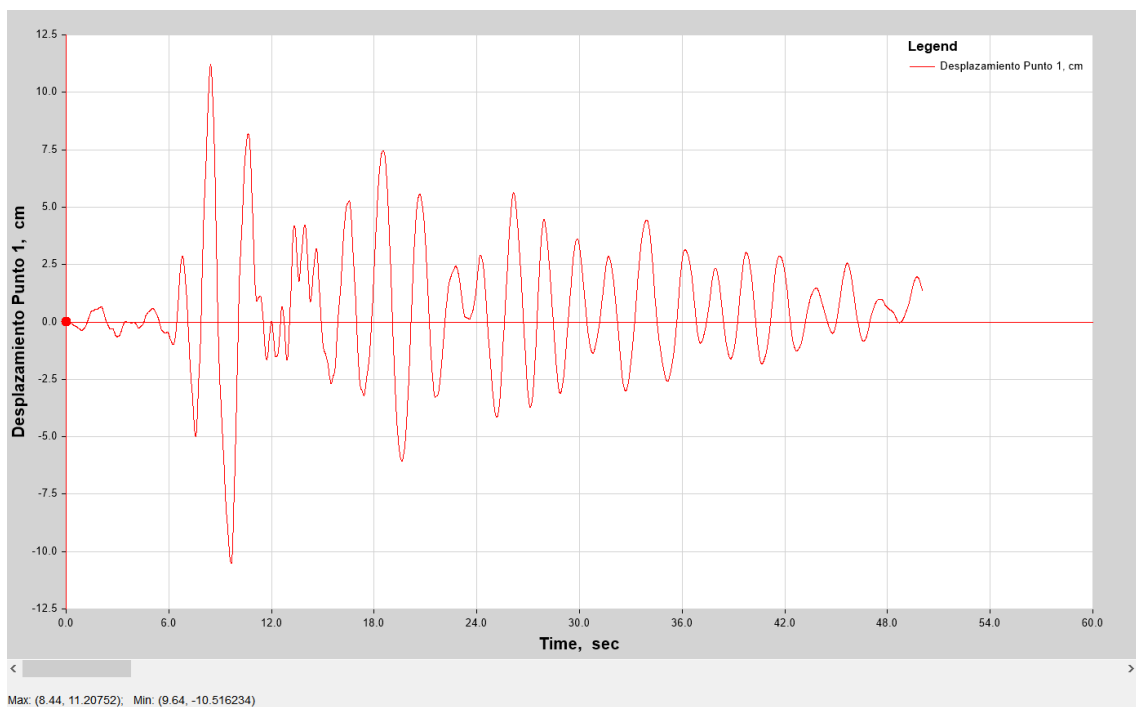
Desplazamiento máximo en dirección X del Punto 63 ubicado en el piso 8 en el eje 1-H para el sismo AGYE MCE.



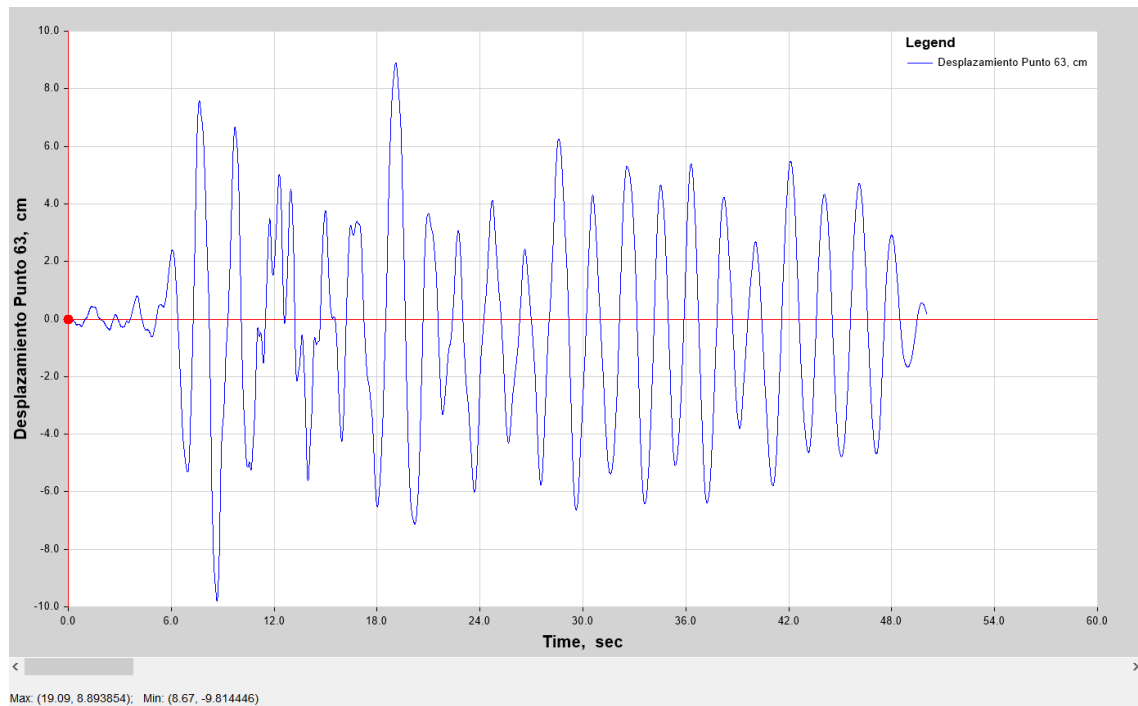
Desplazamiento máximo en dirección Y del Punto 1 ubicado en el piso 8 en el eje 1-A para el sismo AGYE MCE.



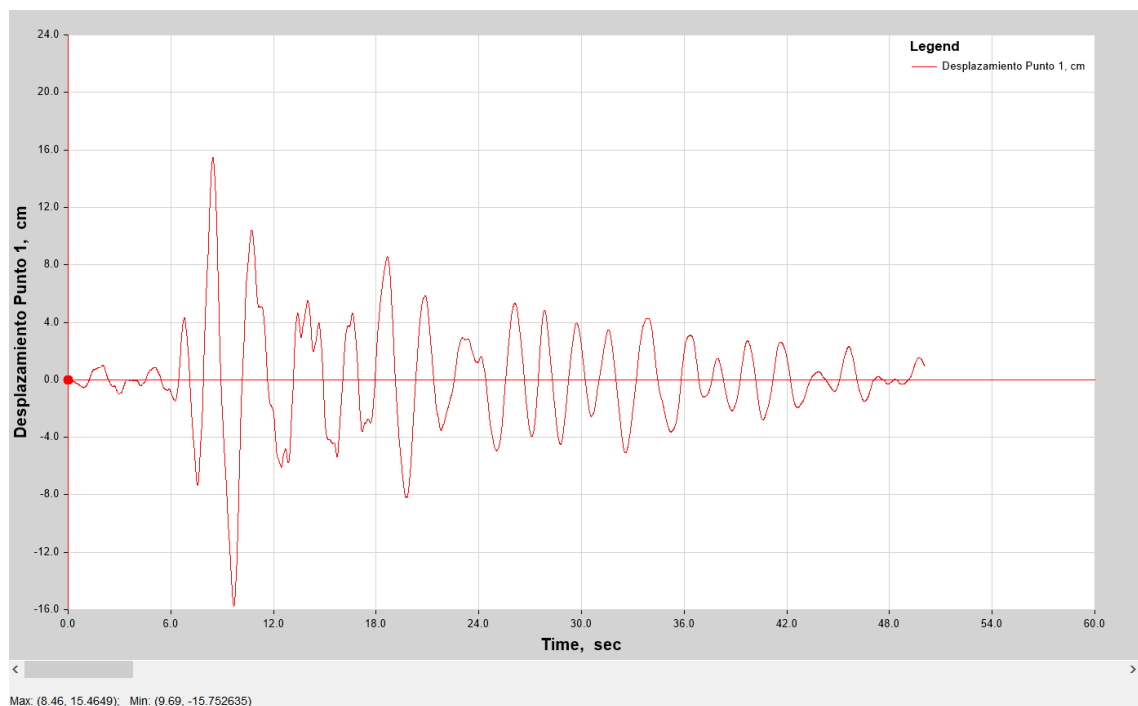
Desplazamiento máximo en dirección X del Punto 63 ubicado en el piso 8 en el eje 1-H para el sismo AMNT DBE.



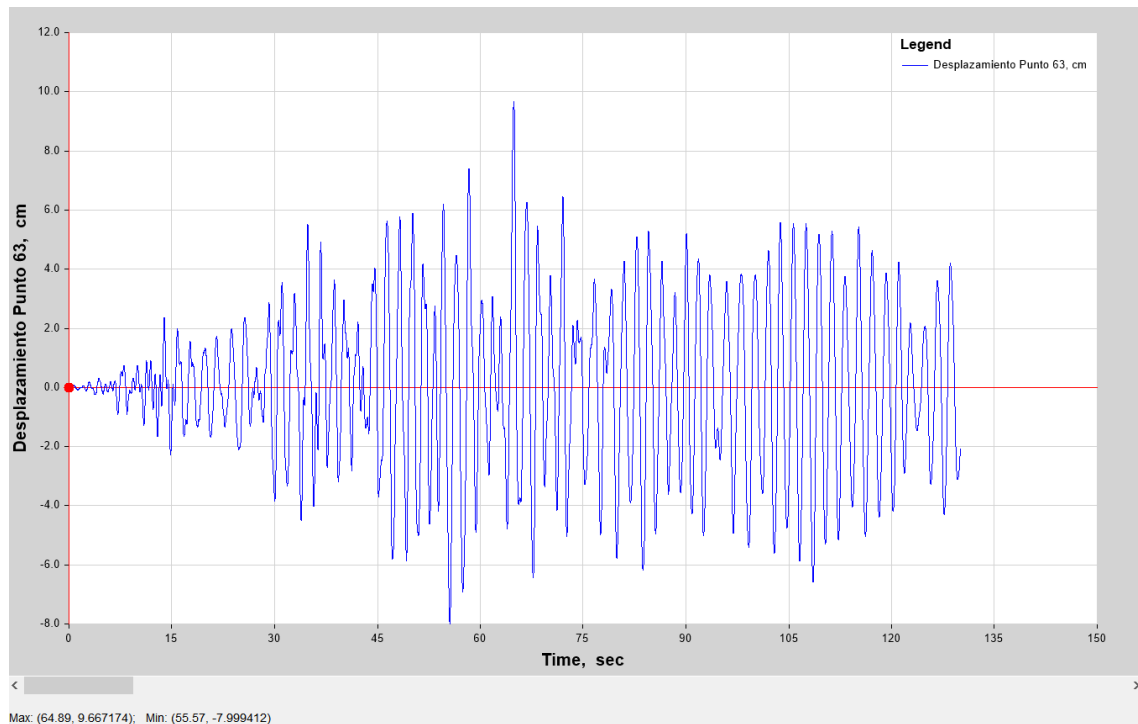
Desplazamiento máximo en dirección Y del Punto 1 ubicado en el piso 8 en el eje 1-A para el sismo AMNT DBE.



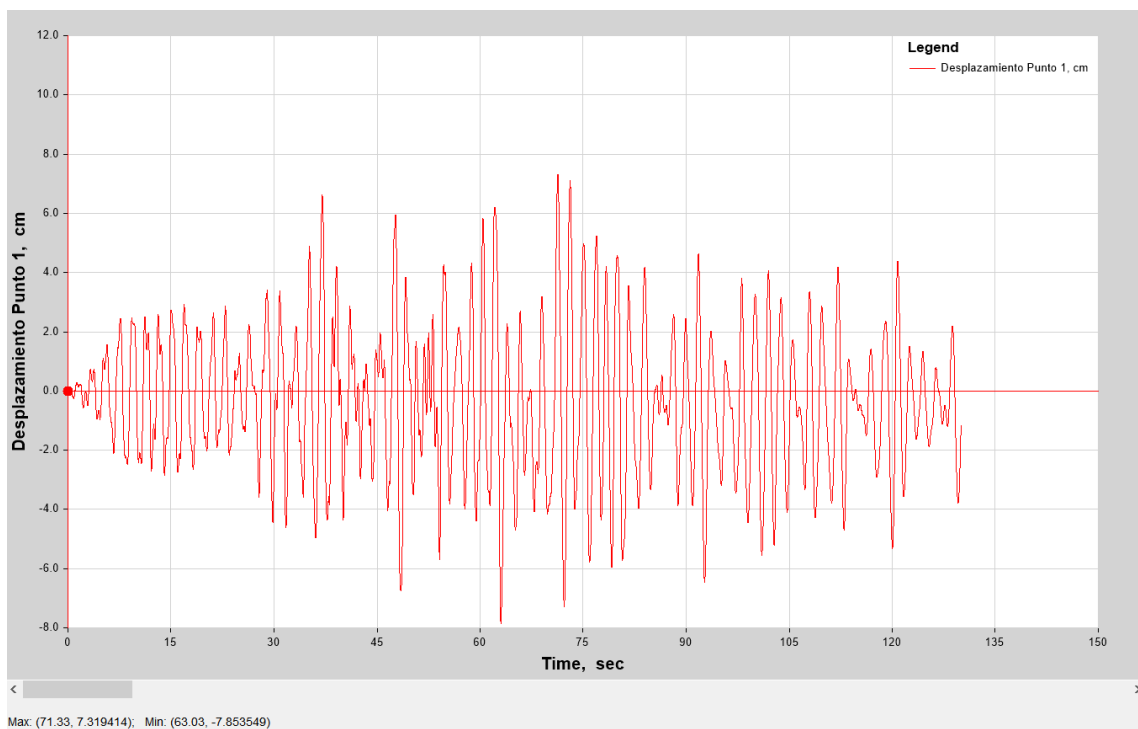
Desplazamiento máximo en dirección X del Punto 63 ubicado en el piso 8 en el eje 1-H para el sismo AMNT MCE.



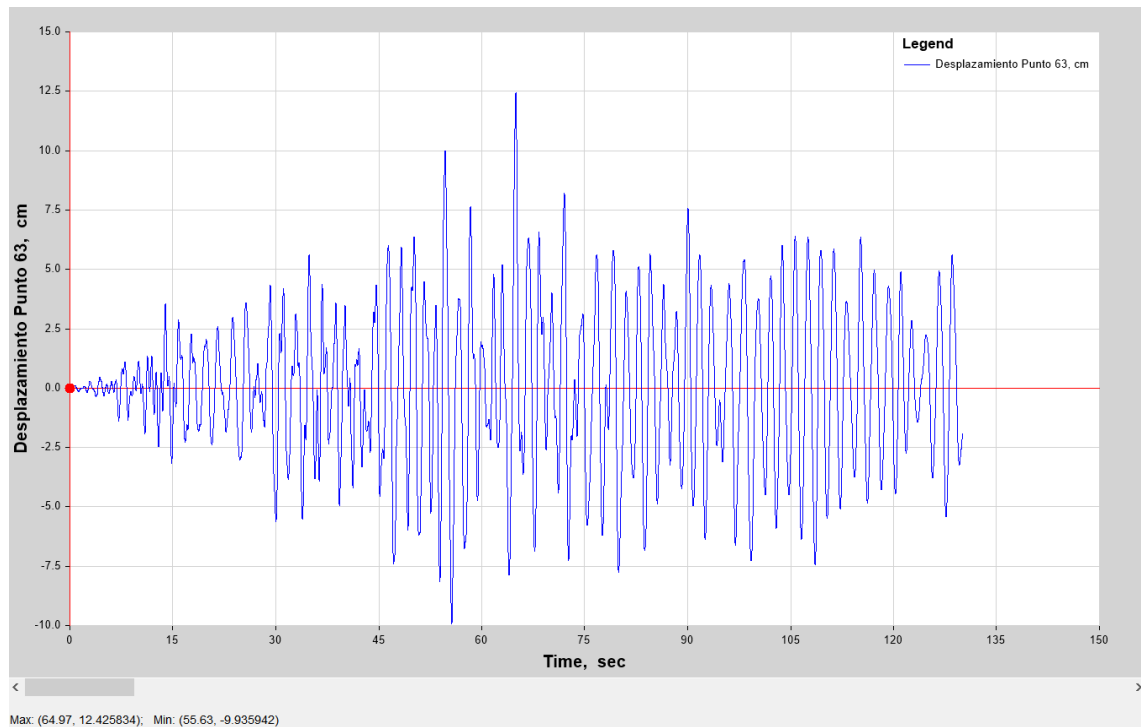
Desplazamiento máximo en dirección Y del Punto 1 ubicado en el piso 8 en el eje 1-A para el sismo AMNT MCE.



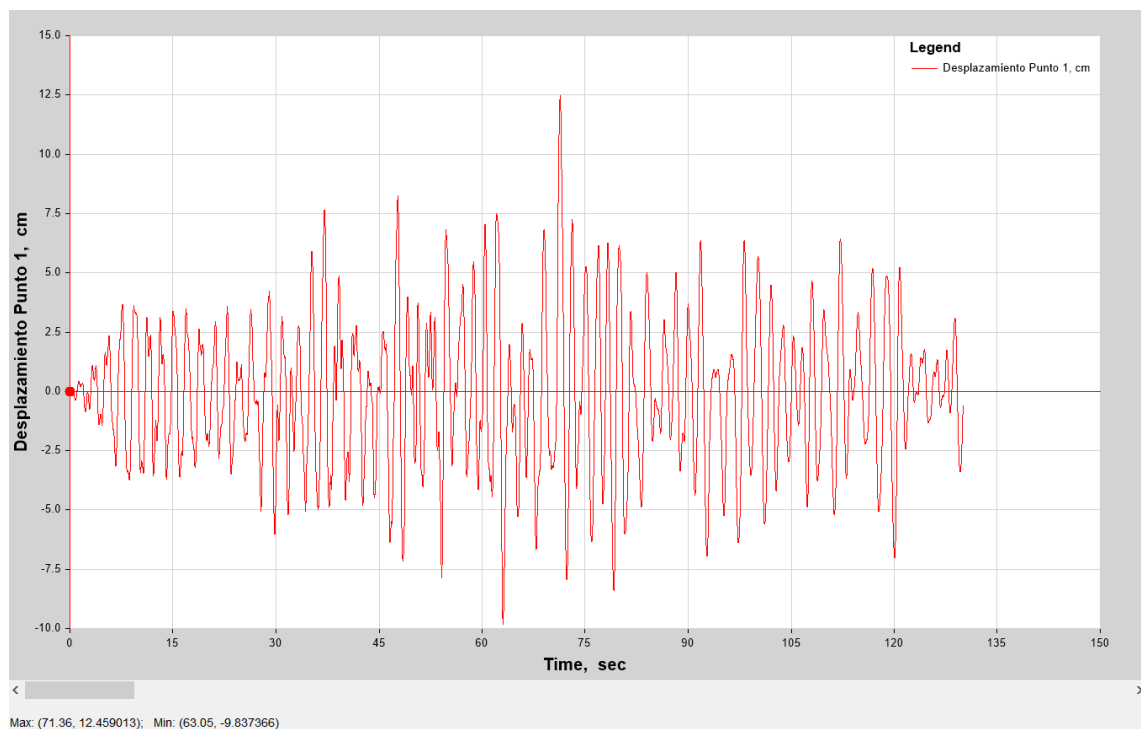
Desplazamiento máximo en dirección X del Punto 63 ubicado en el piso 8 en el eje 1-H para el sismo AOTA DBE.



Desplazamiento máximo en dirección Y del Punto 1 ubicado en el piso 8 en el eje 1-A para el sismo AOTA DBE.



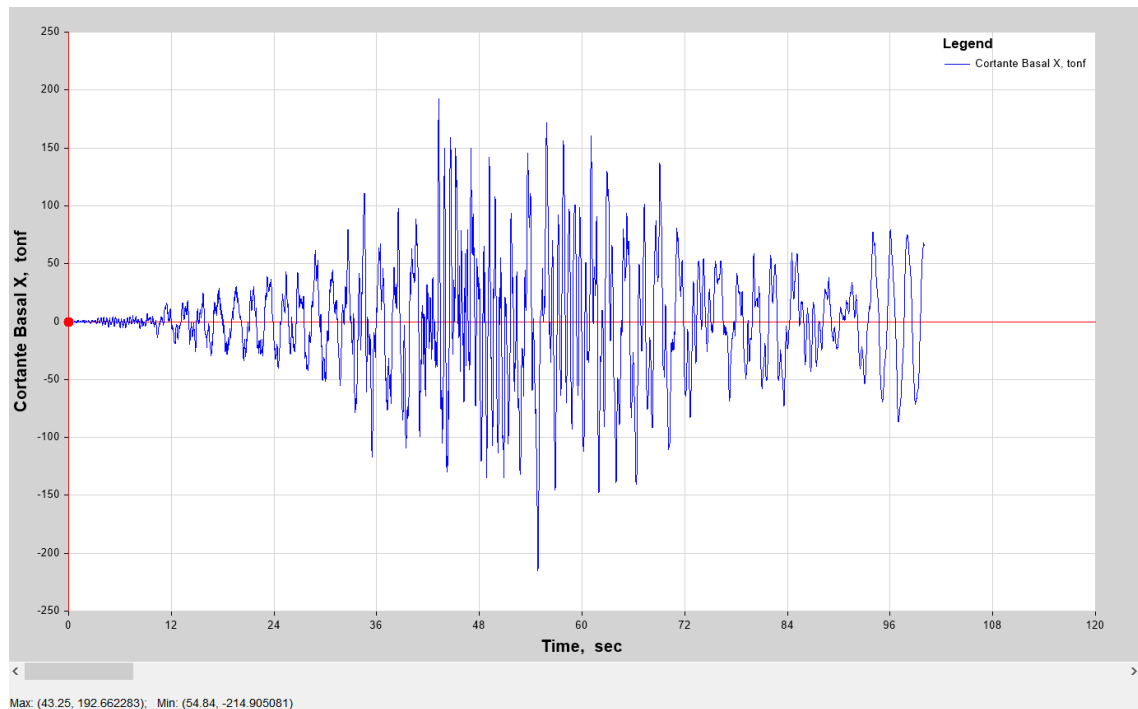
Desplazamiento máximo en dirección X del Punto 63 ubicado en el piso 8 en el eje 1-H para el sismo AOTA MCE.



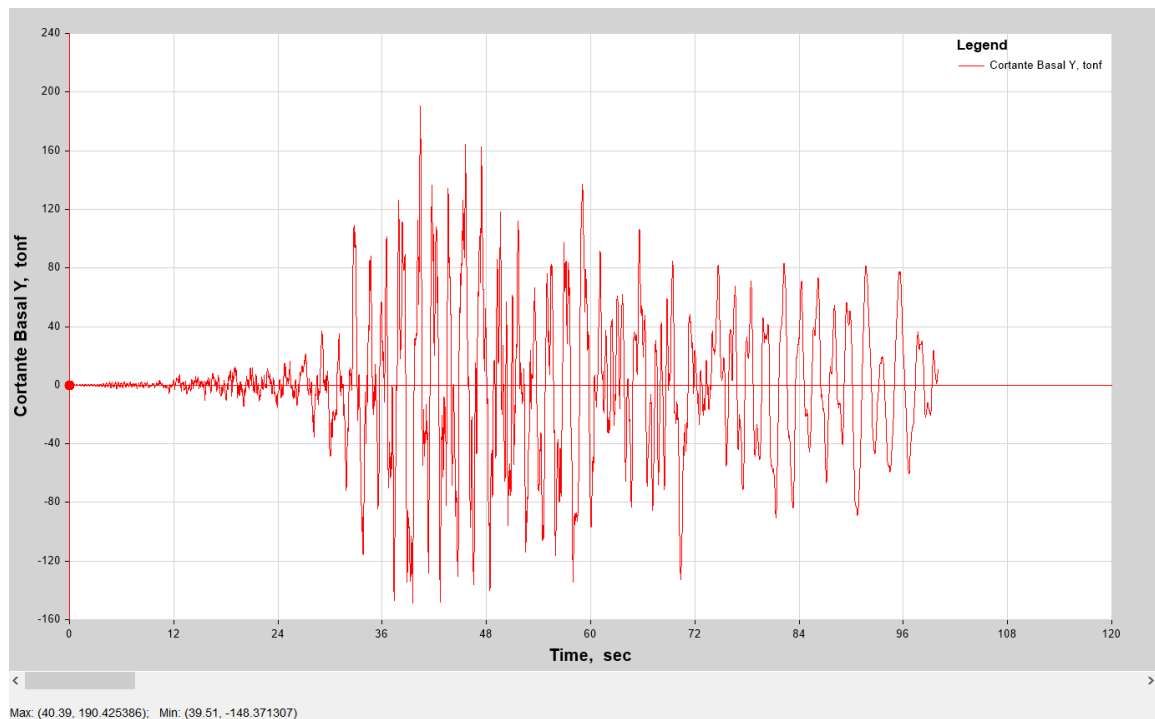
Desplazamiento máximo en dirección Y del Punto 1 ubicado en el piso 8 en el eje 1-A para el sismo AOTA MCE.

Anexo 7

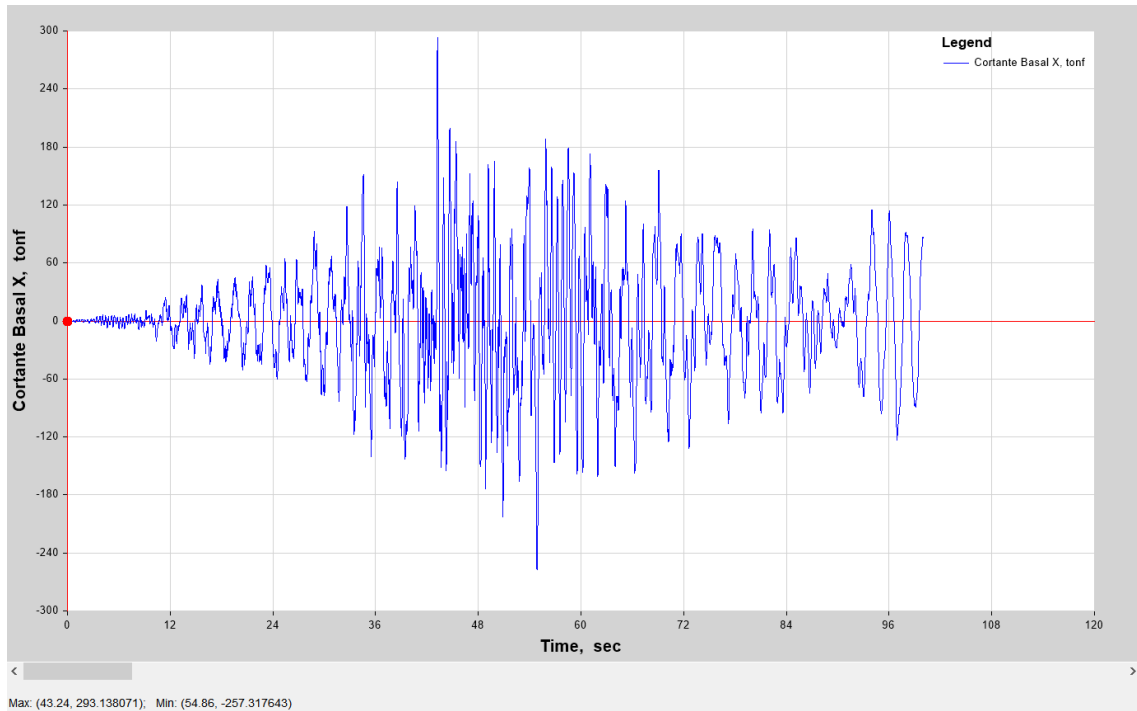
Cortante Basal obtenidos mediante el análisis dinámico no lineal por el método de integración directa para los sismos de estudio.



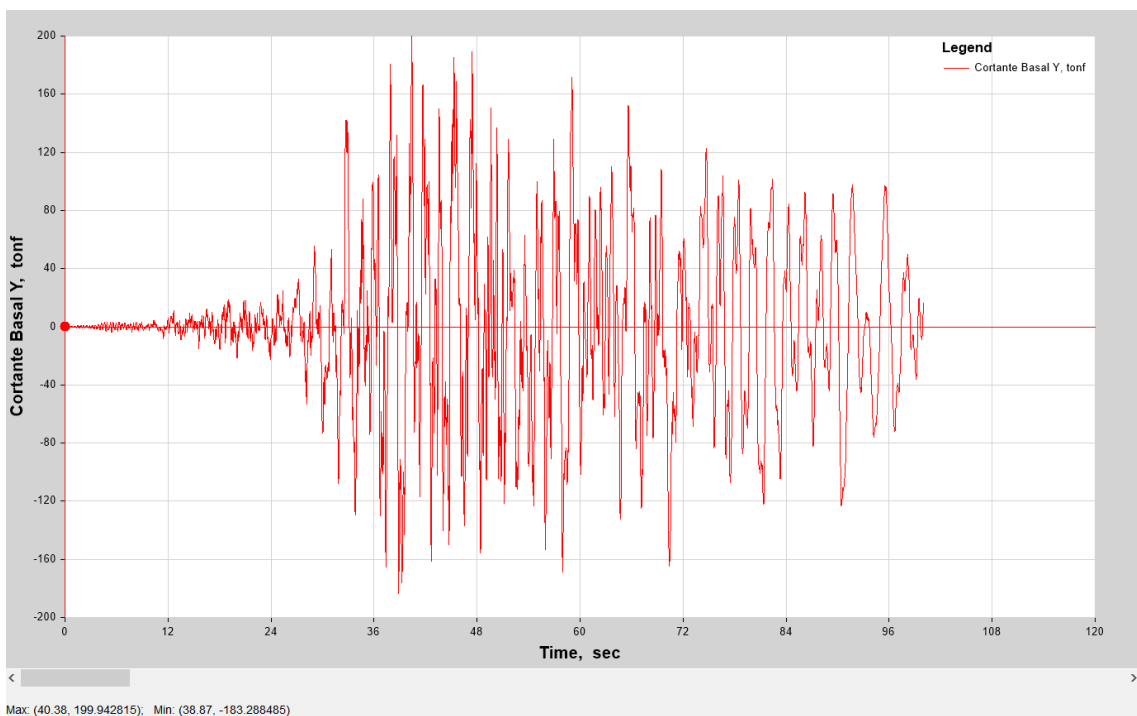
Cortante Basal en dirección X para el sismo AGYE DBE.



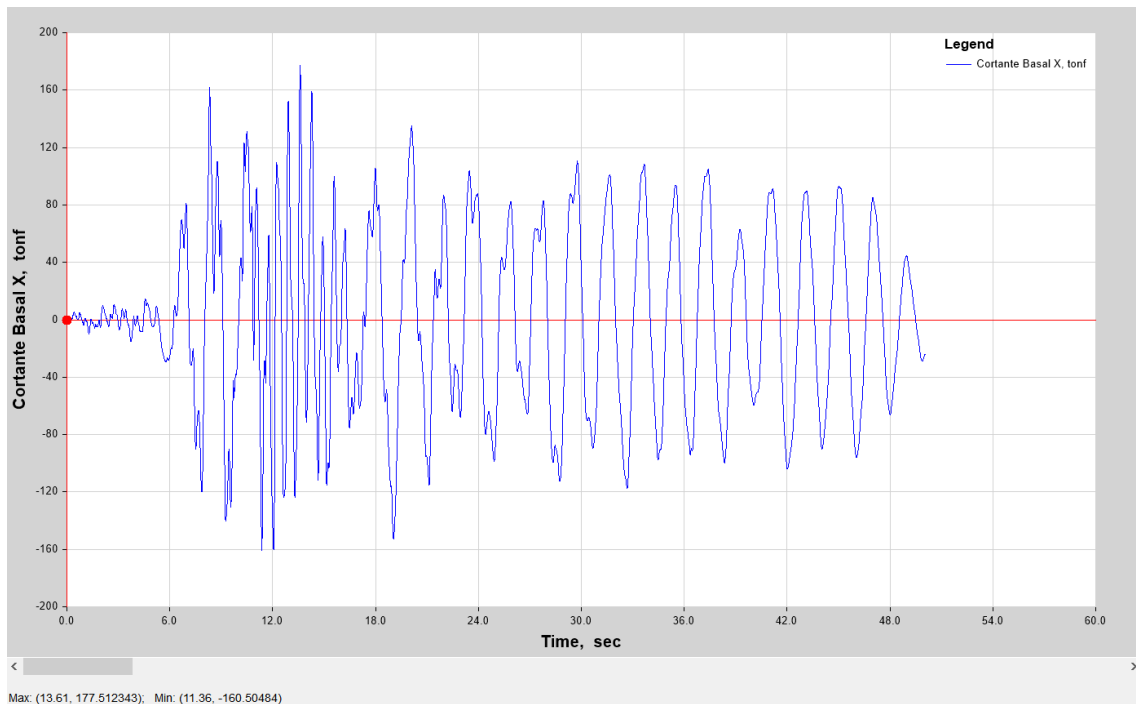
Cortante Basal en dirección Y para el sismo AGYE DBE.



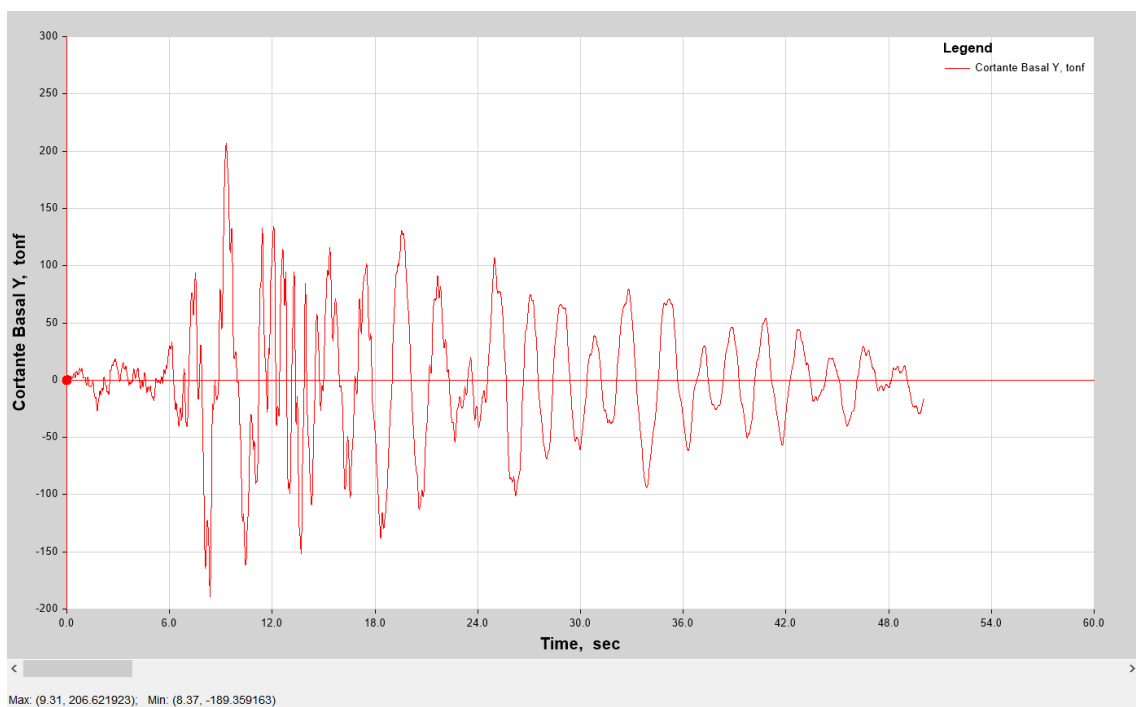
Cortante Basal en dirección X para el sismo AGYE MCE.



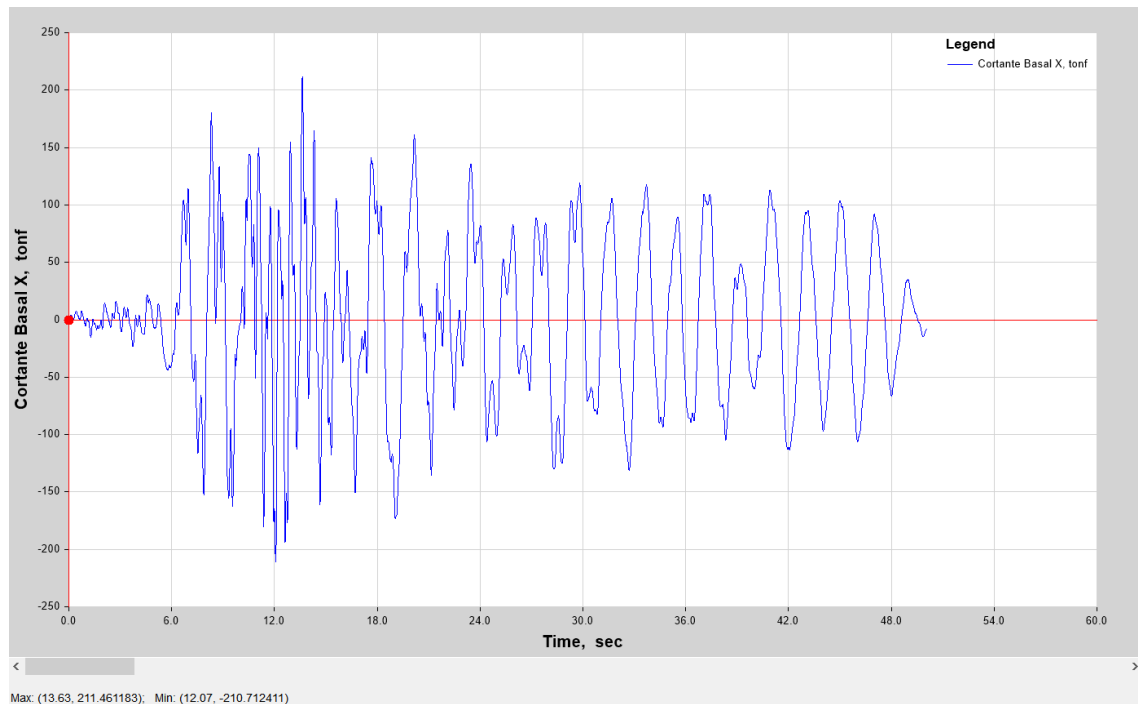
Cortante Basal en dirección Y para el sismo AGYE MCE.



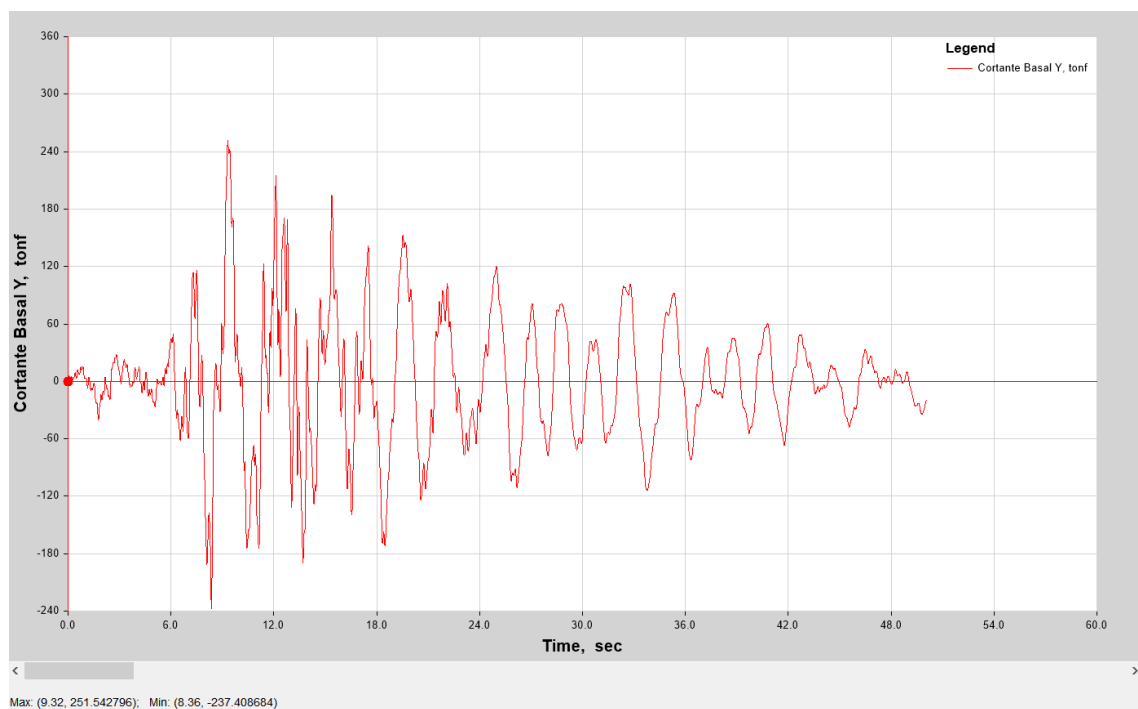
Cortante Basal en dirección X para el sismo AMNT DBE.



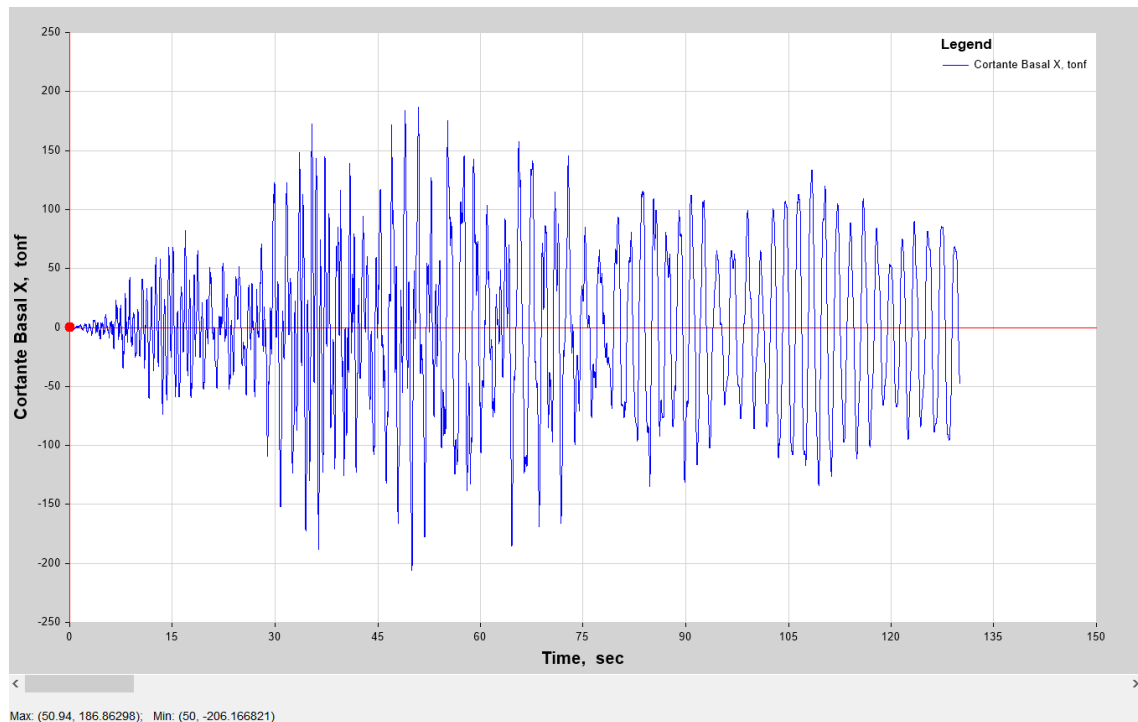
Cortante Basal en dirección Y para el sismo AMNT DBE.



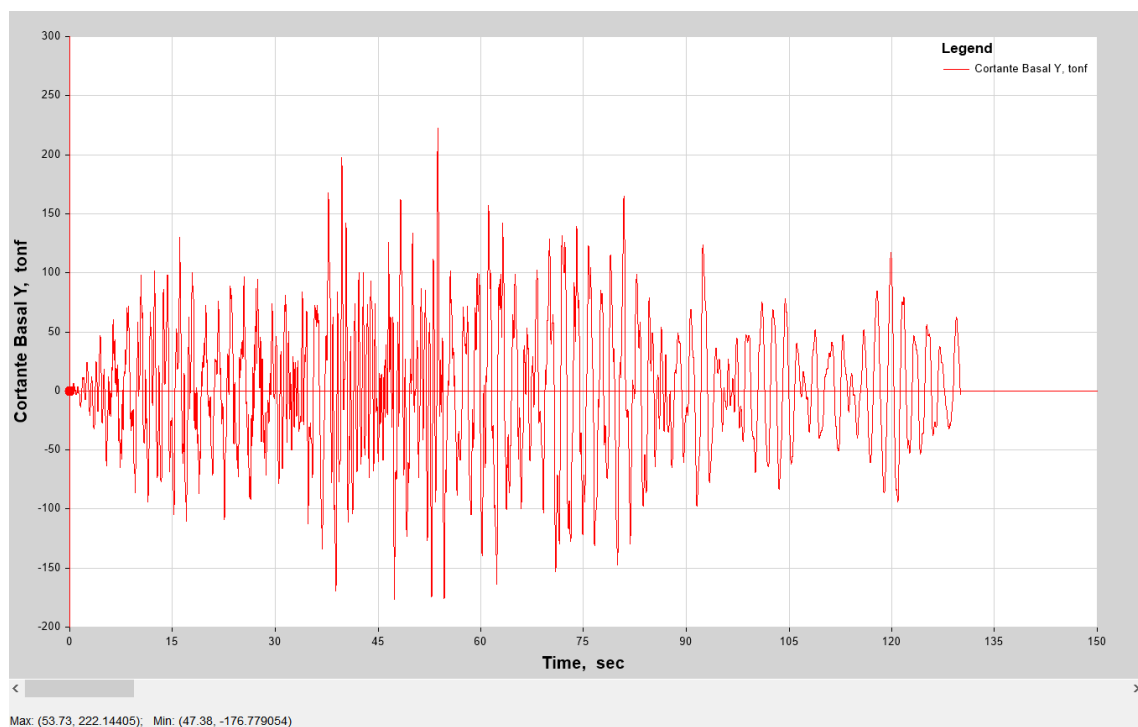
Cortante Basal en dirección X para el sismo AMNT MCE.



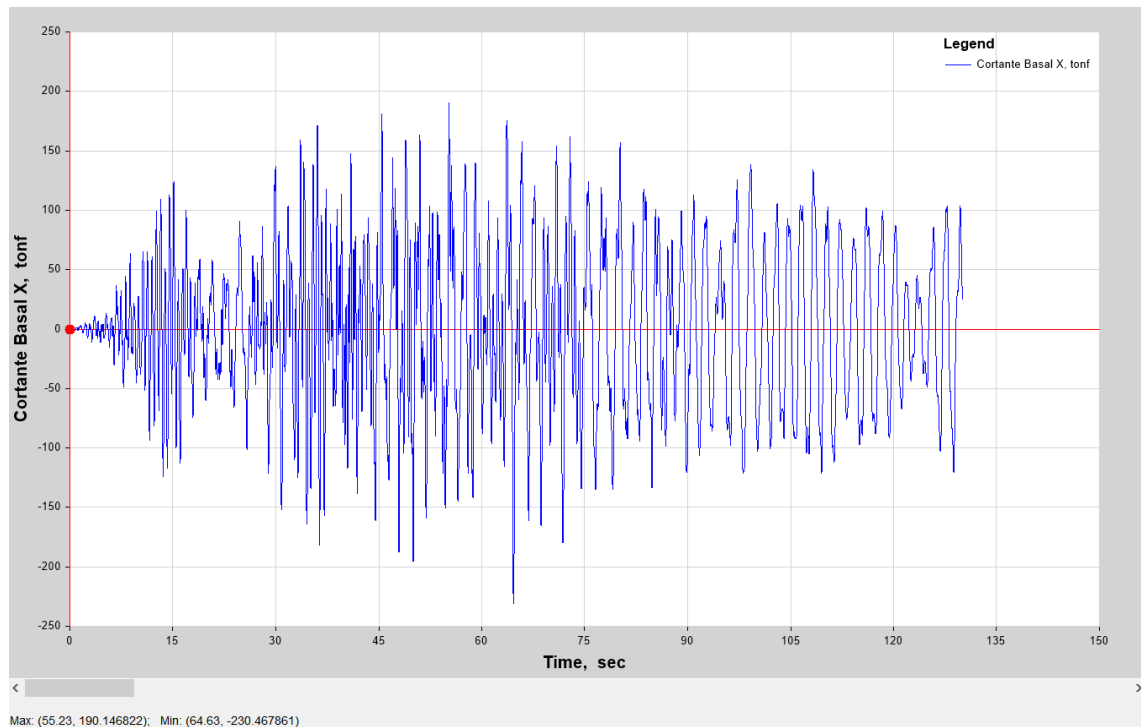
Cortante Basal en dirección Y para el sismo AMNT MCE.



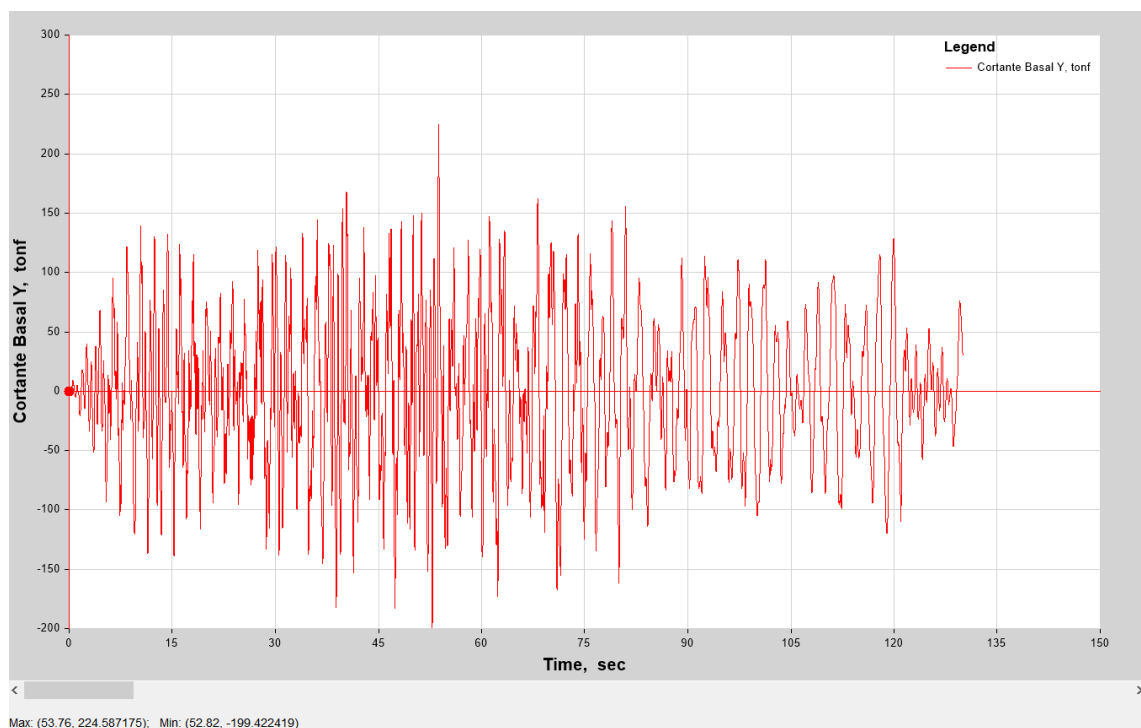
Cortante Basal en dirección X para el sismo AOTA DBE.



Cortante Basal en dirección Y para el sismo AOTA DBE.



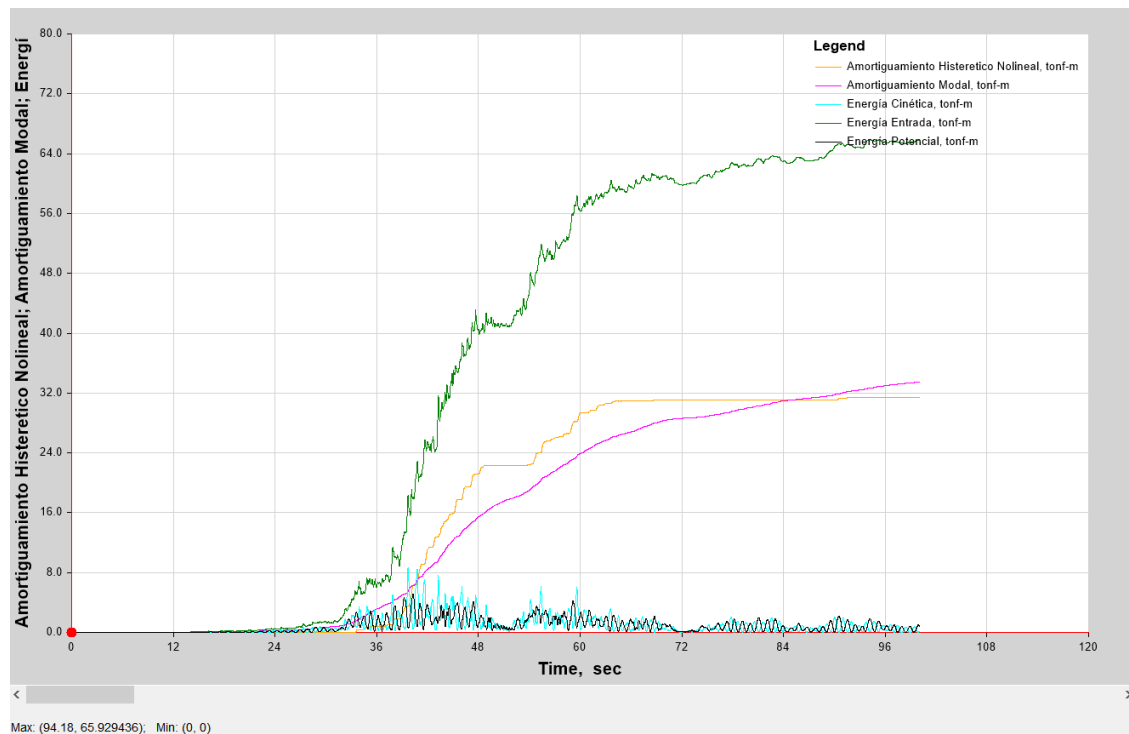
Cortante Basal en dirección X para el sismo AOTA MCE.



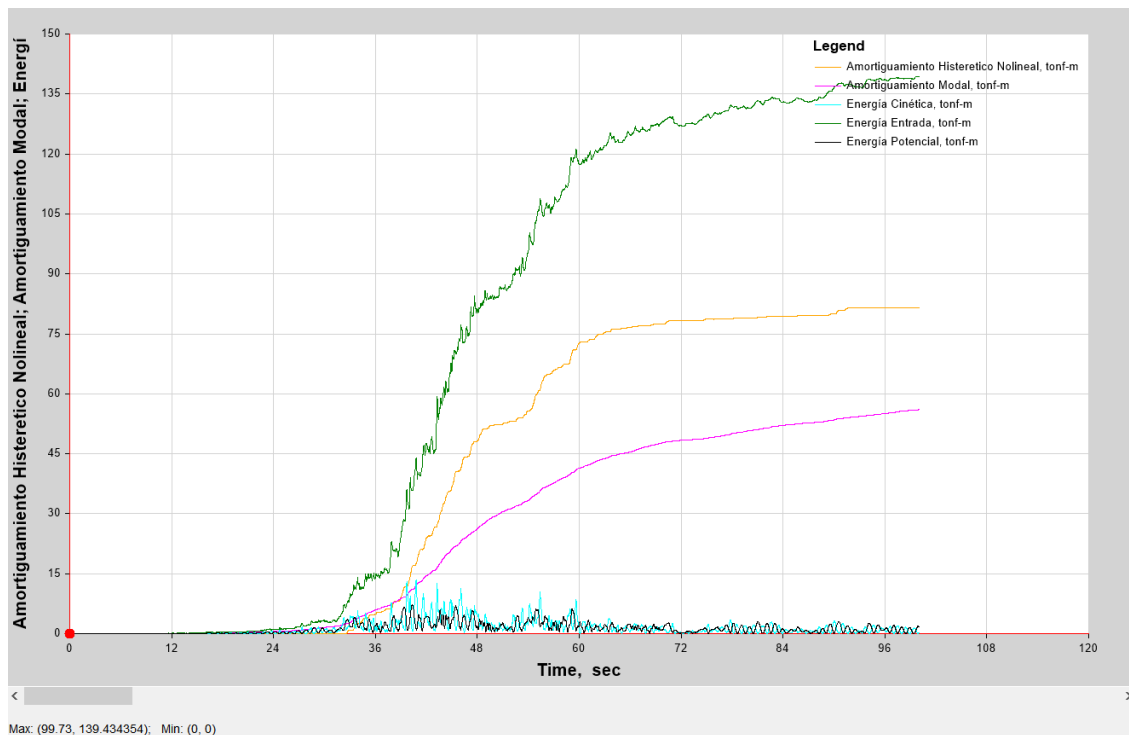
Cortante Basal en dirección Y para el sismo AOTA MCE.

Anexo 8

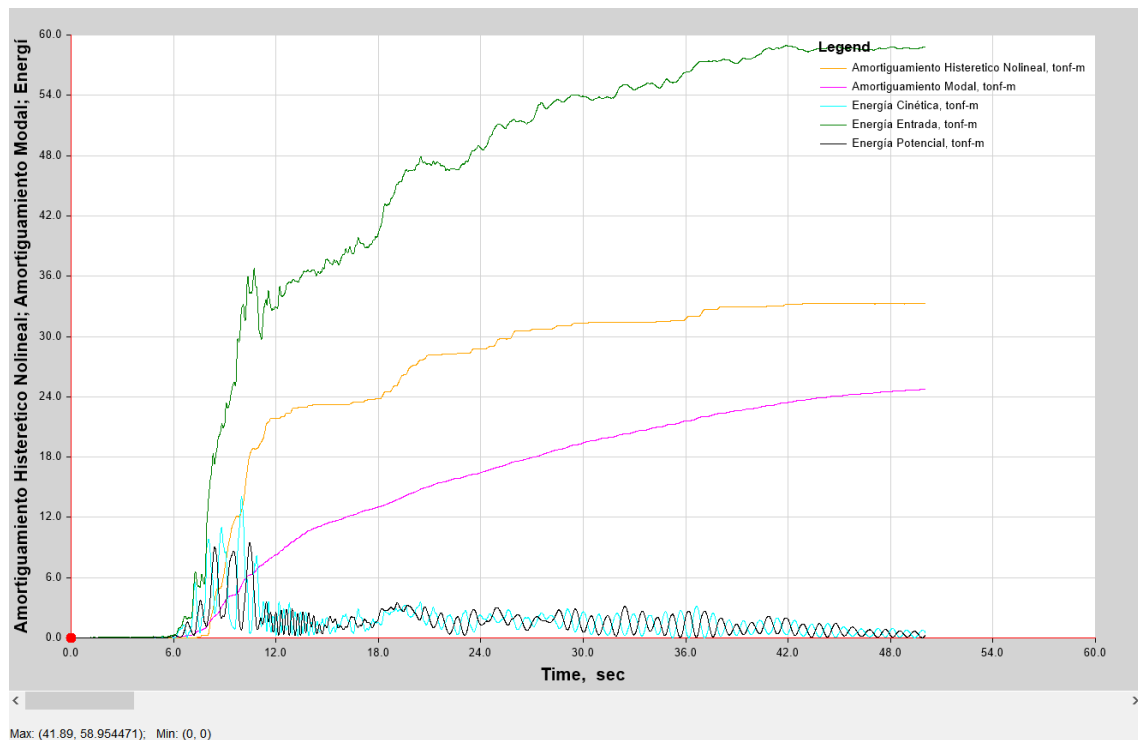
Respuesta energética total de los sismos de estudio



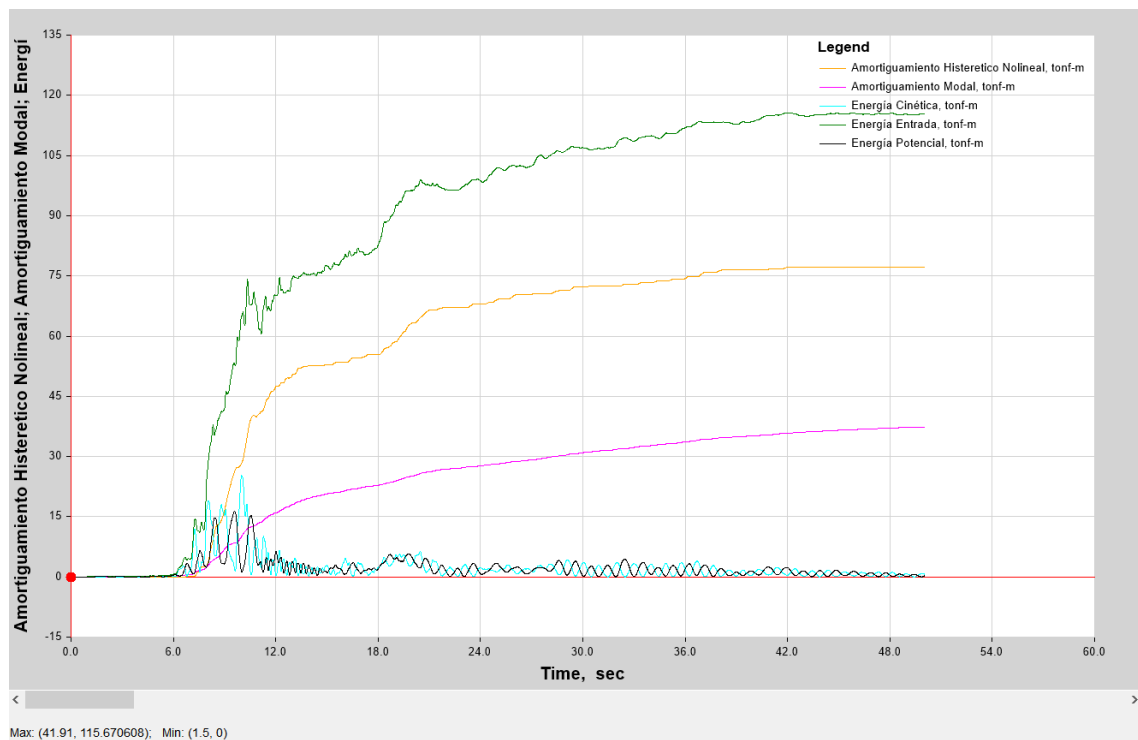
Respuesta energética respecto al análisis modal no lineal (FNA) para el sismo AGYE DBE.



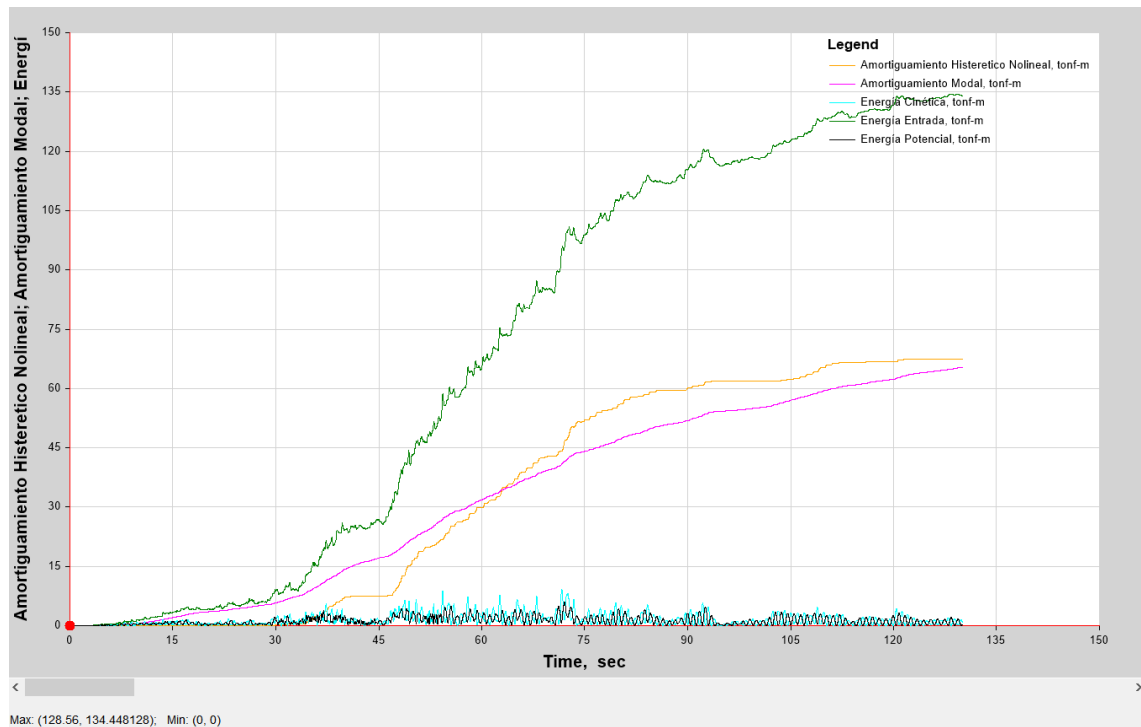
Respuesta energética respecto al análisis modal no lineal (FNA) para el sismo AGYE MCE.



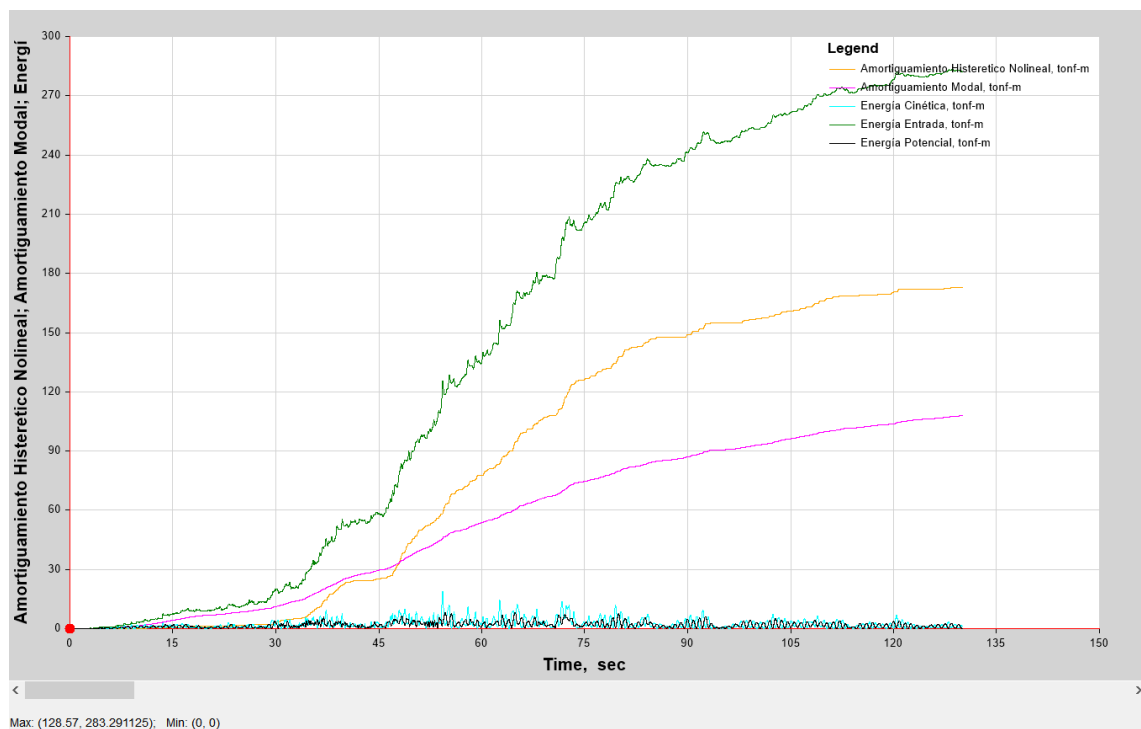
Respuesta energética respecto al análisis modal no lineal (FNA) para el sismo AMNT DBE.



Respuesta energética respecto al análisis modal no lineal (FNA) para el sismo AMNT MCE.



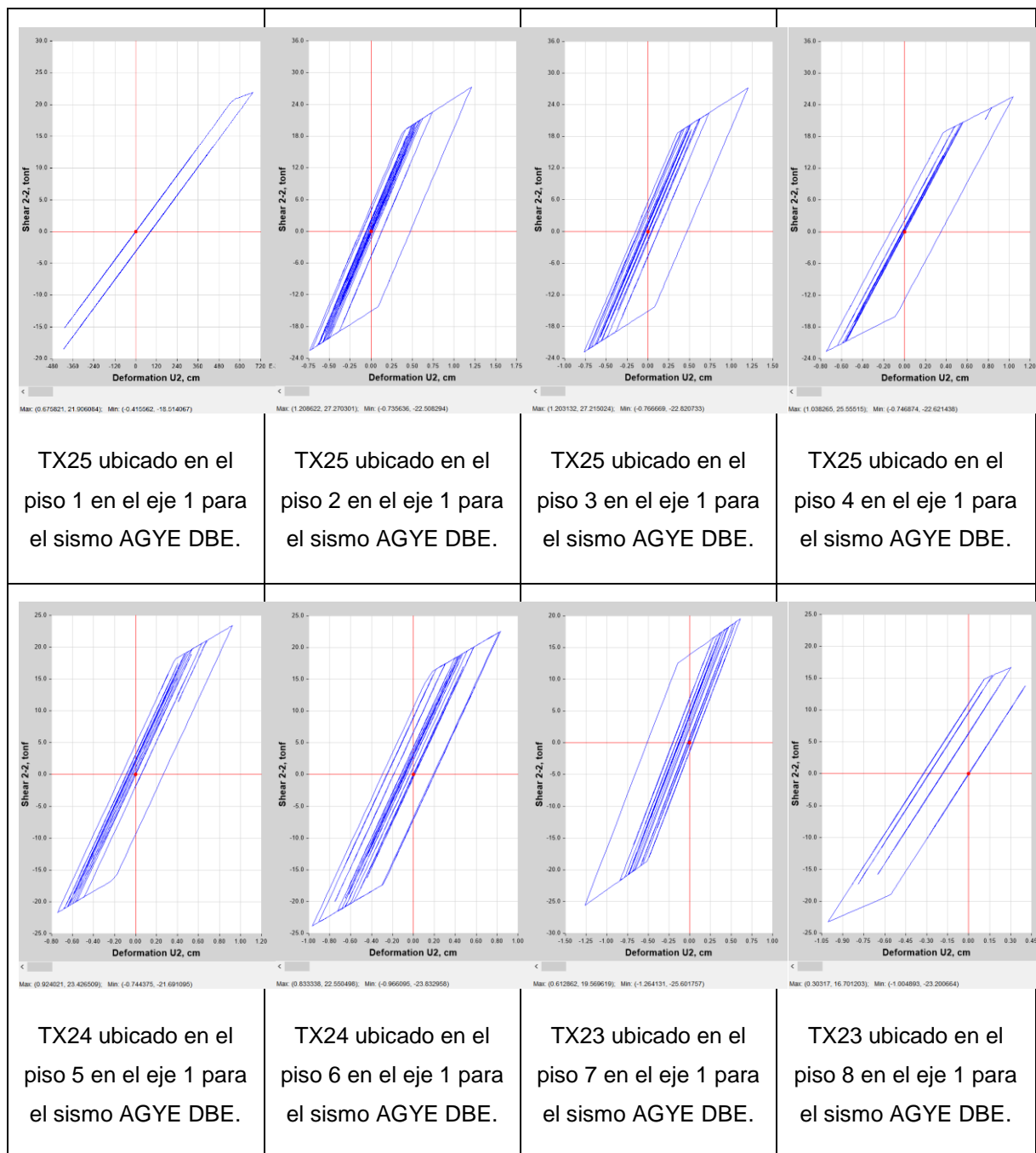
Respuesta energética respecto al análisis modal no lineal (FNA) para el sismo AOTA DBE.

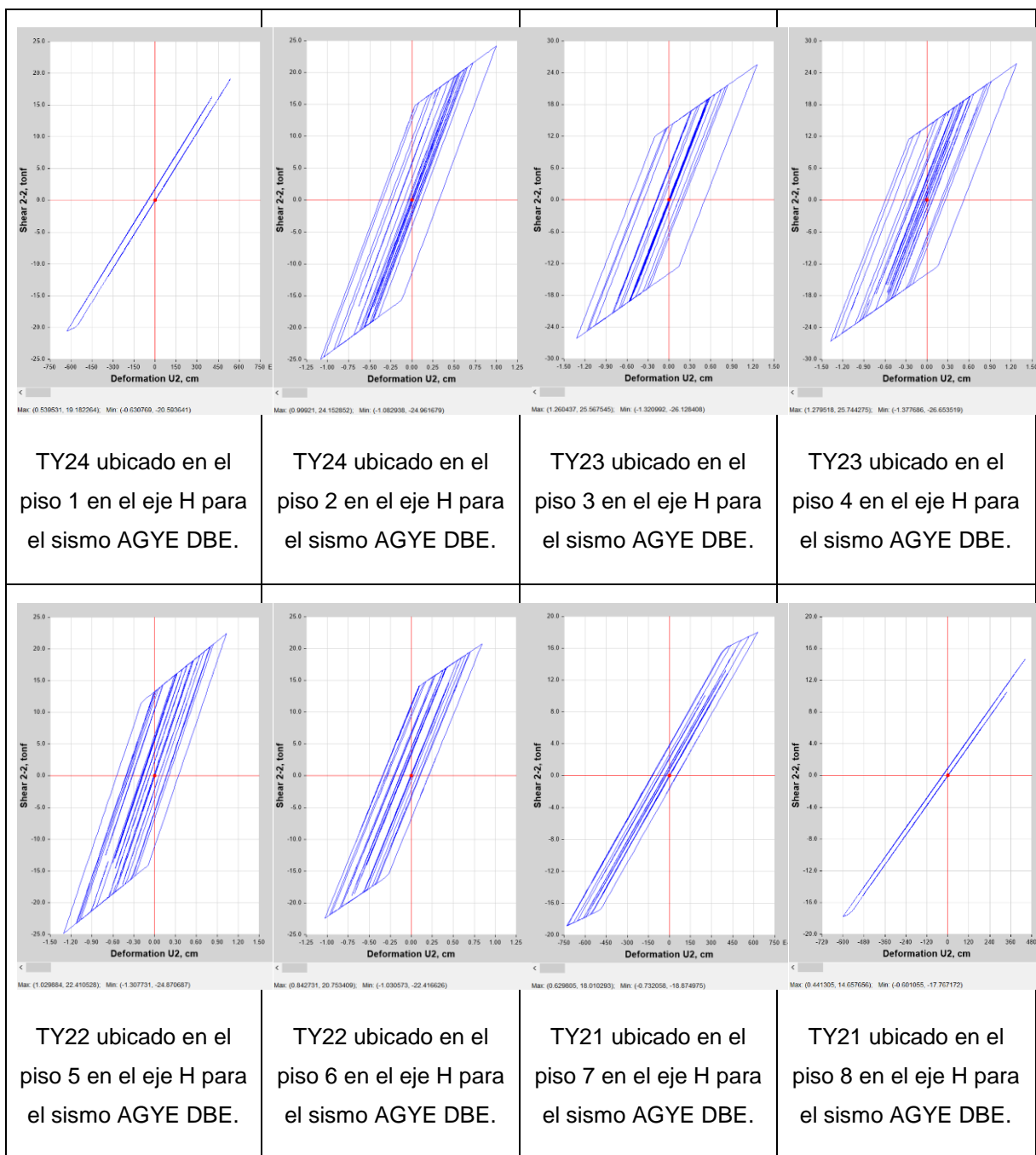


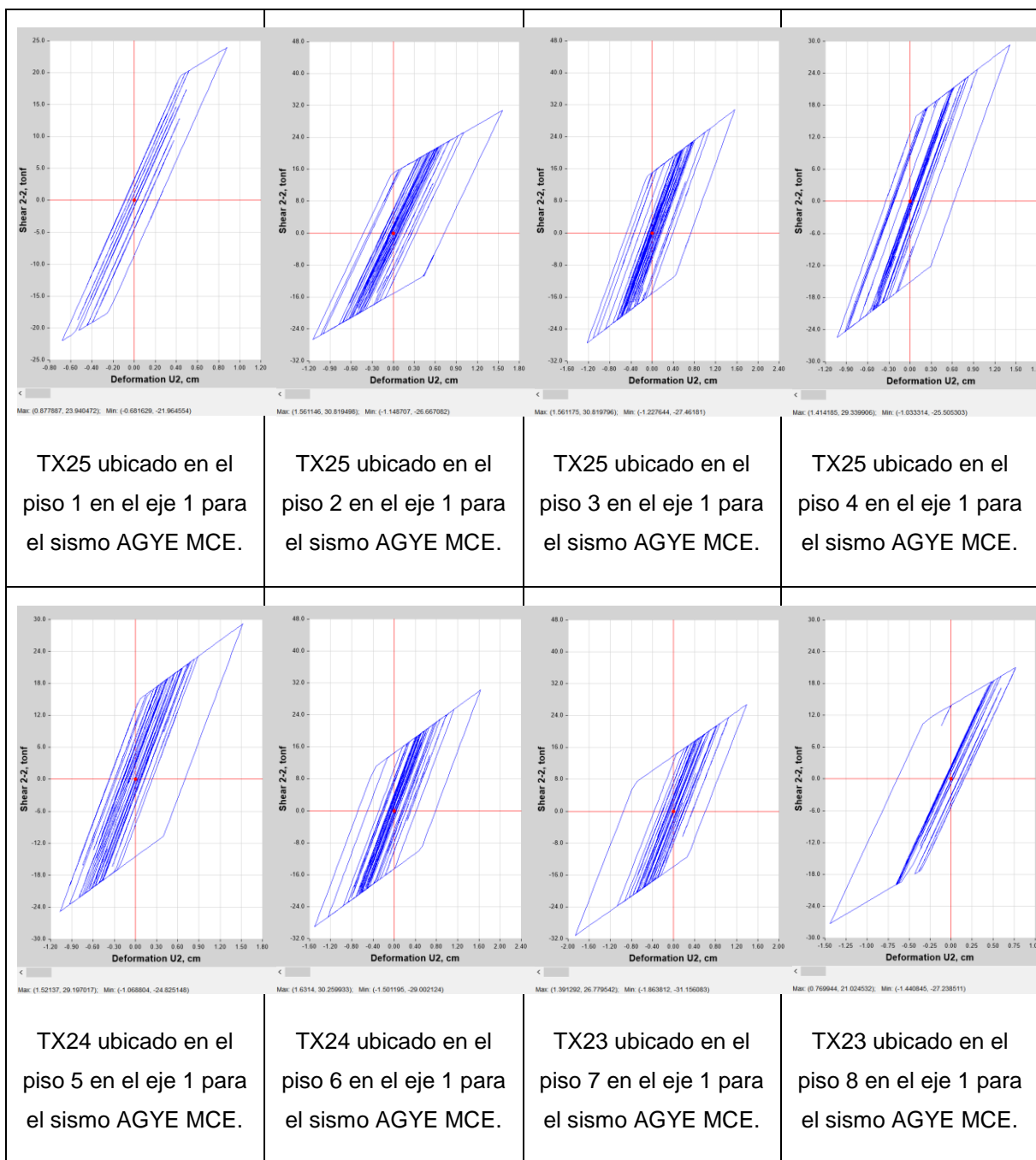
Respuesta energética respecto al análisis modal no lineal (FNA) para el sismo AOTA MCE.

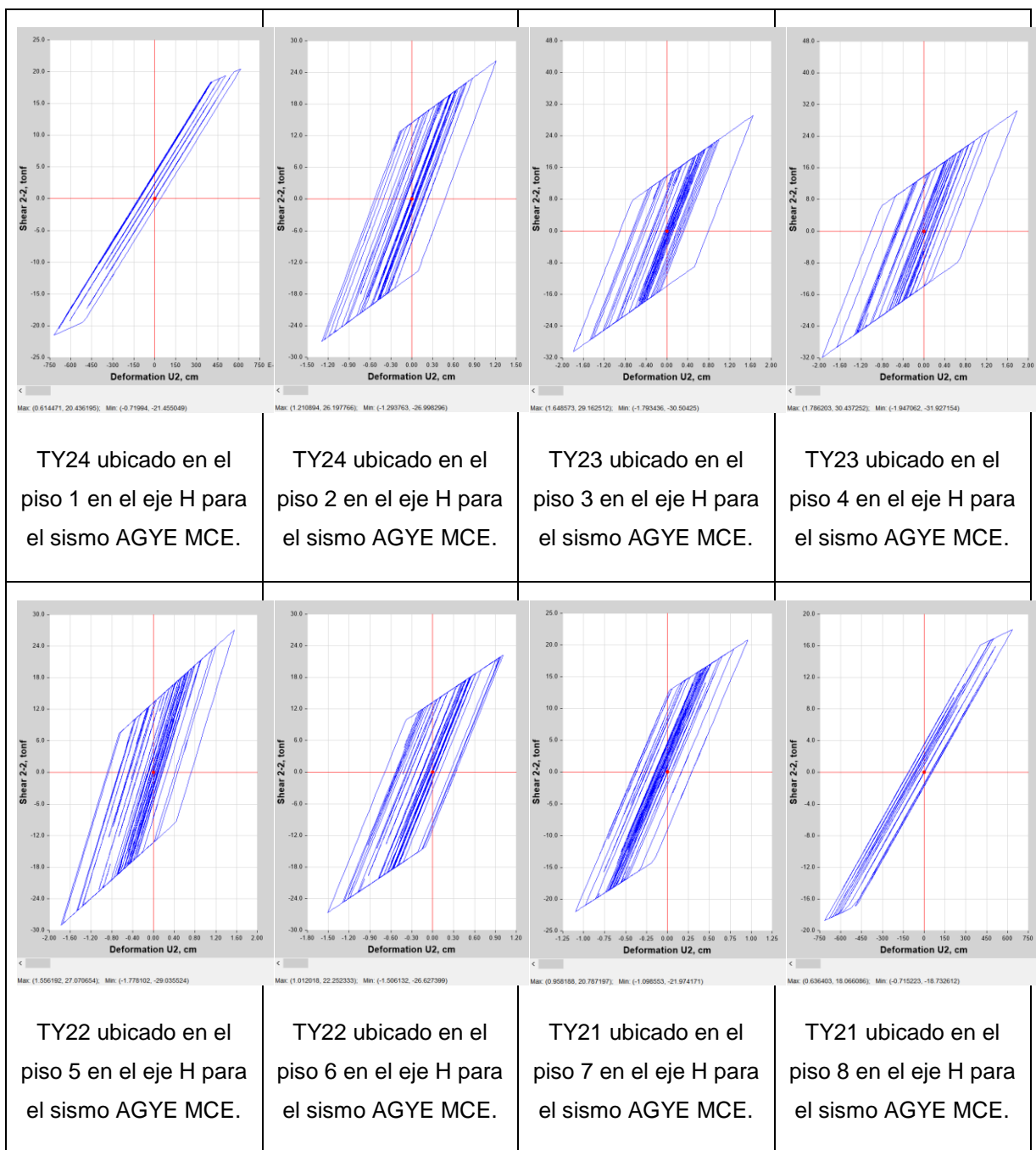
Anexo 9

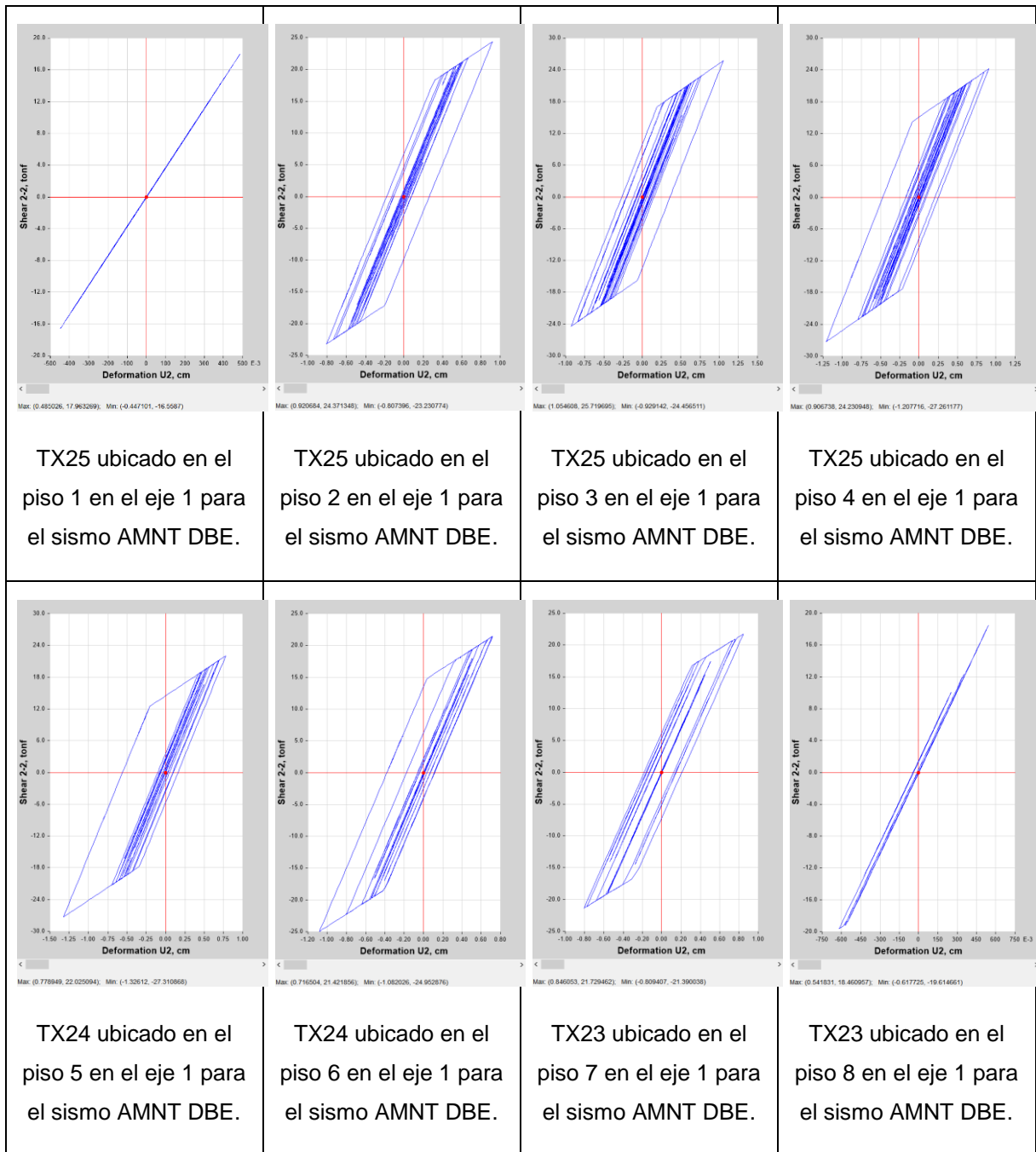
Histéresis de todos los disipadores utilizados en la estructura con disipadores, resultantes del análisis dinámico no lineal por integración directa.

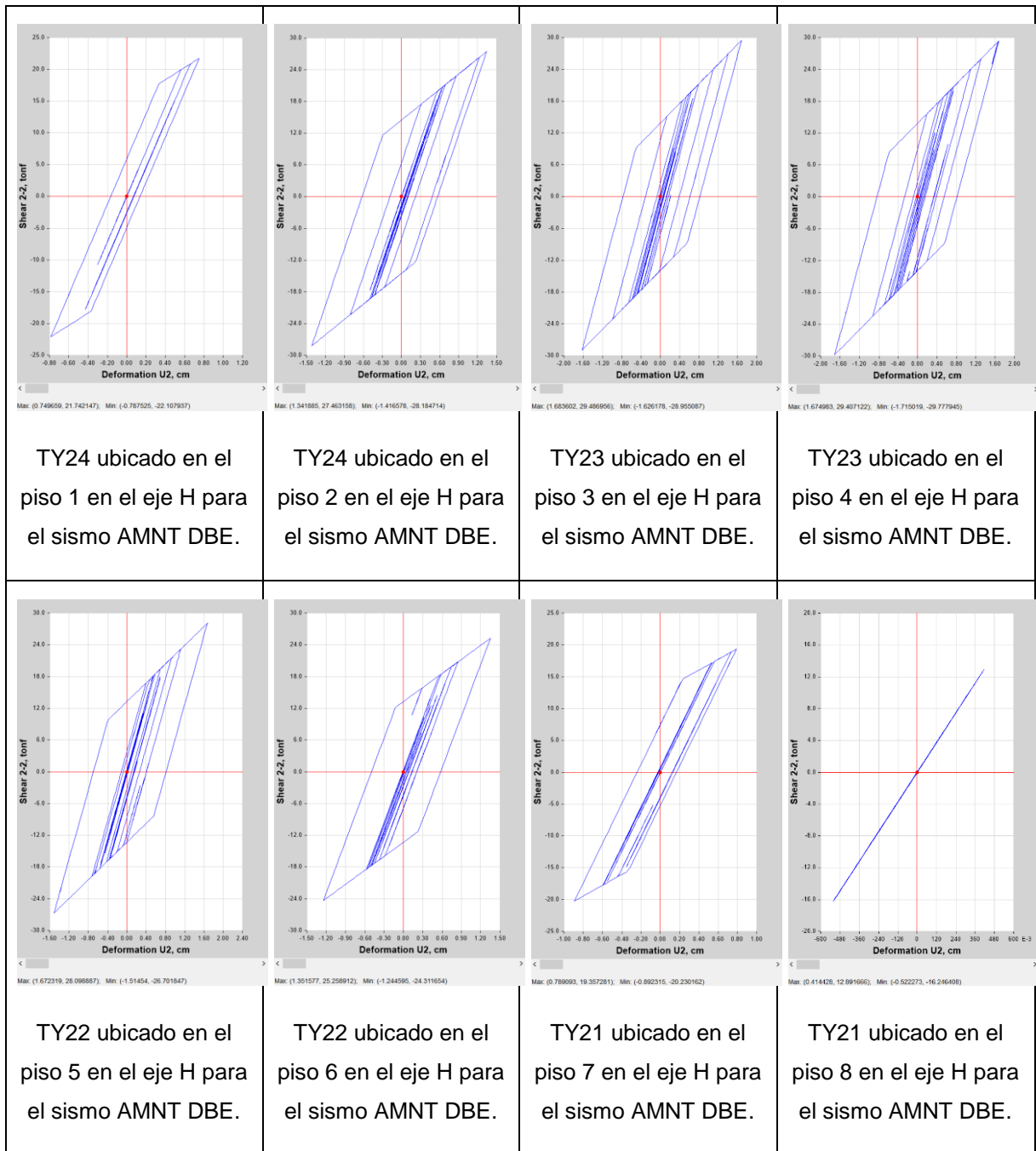


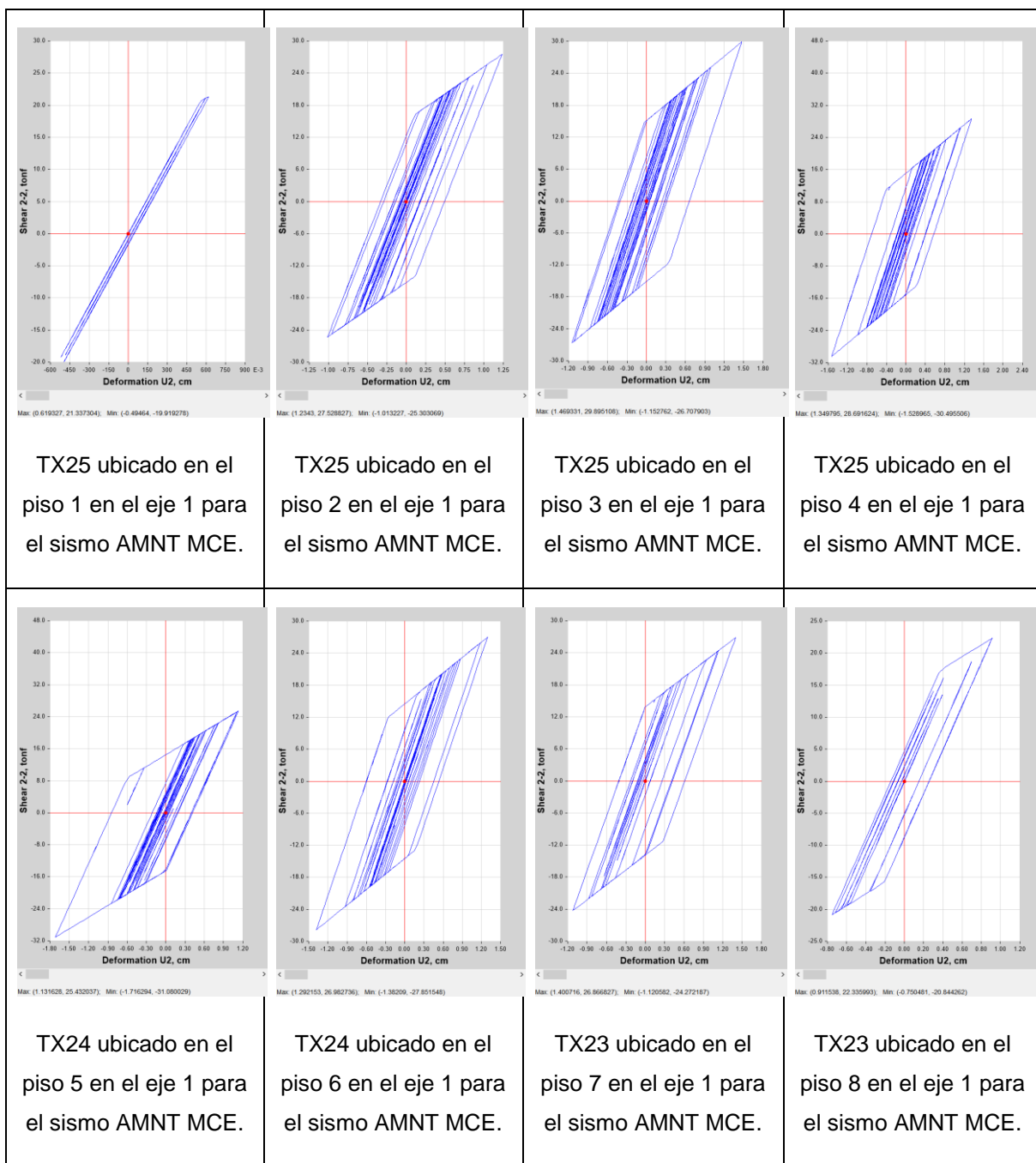


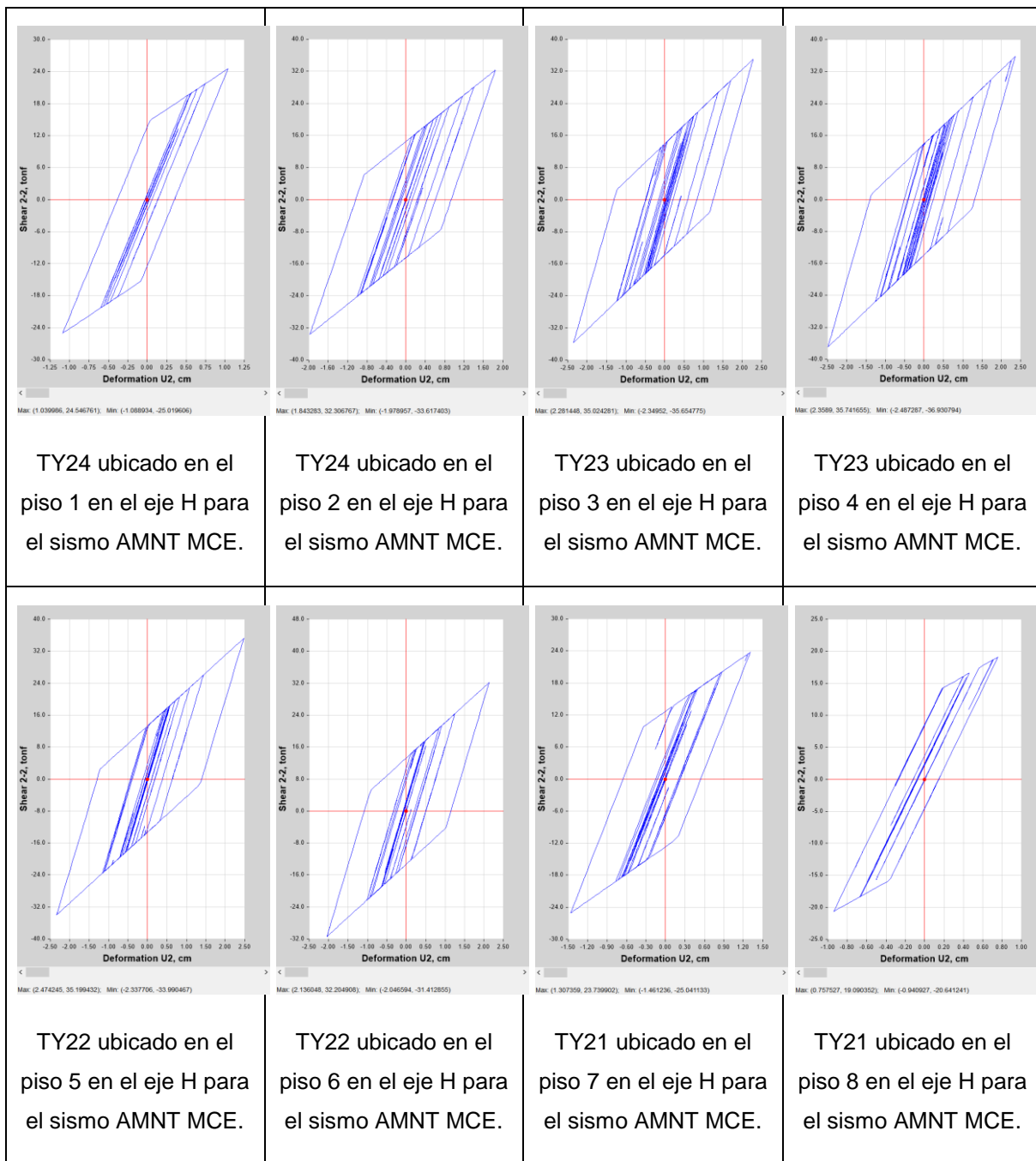


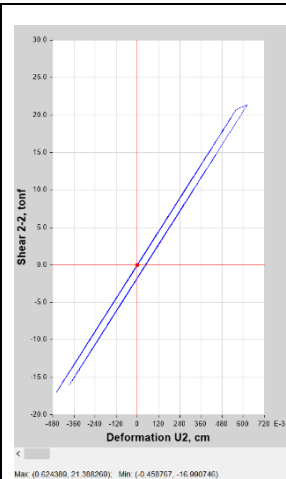




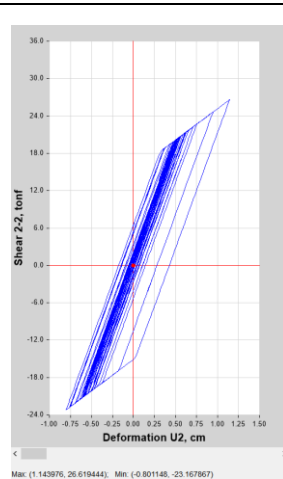




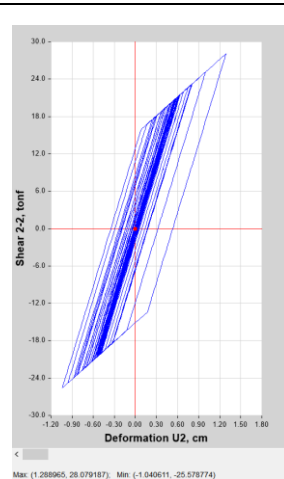




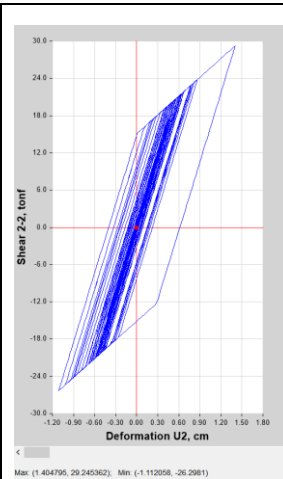
TX25 ubicado en el piso 1 en el eje 1 para el sismo AOTA DBE.



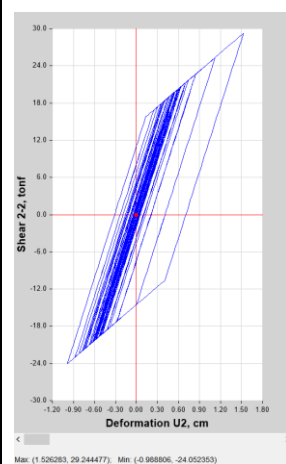
TX25 ubicado en el piso 2 en el eje 1 para el sismo AOTA DBE.



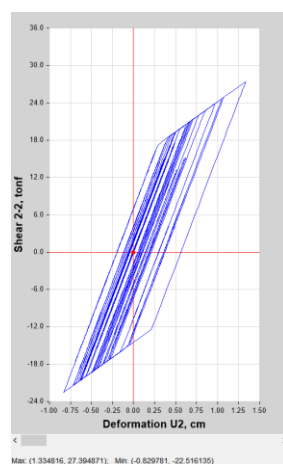
TX25 ubicado en el piso 3 en el eje 1 para el sismo AOTA DBE.



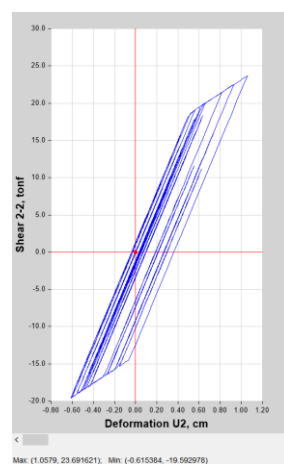
TX25 ubicado en el piso 4 en el eje 1 para el sismo AOTA DBE.



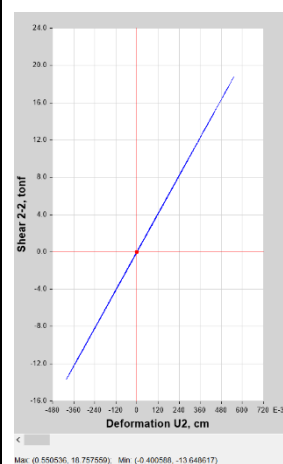
TX24 ubicado en el piso 5 en el eje 1 para el sismo AOTA DBE.



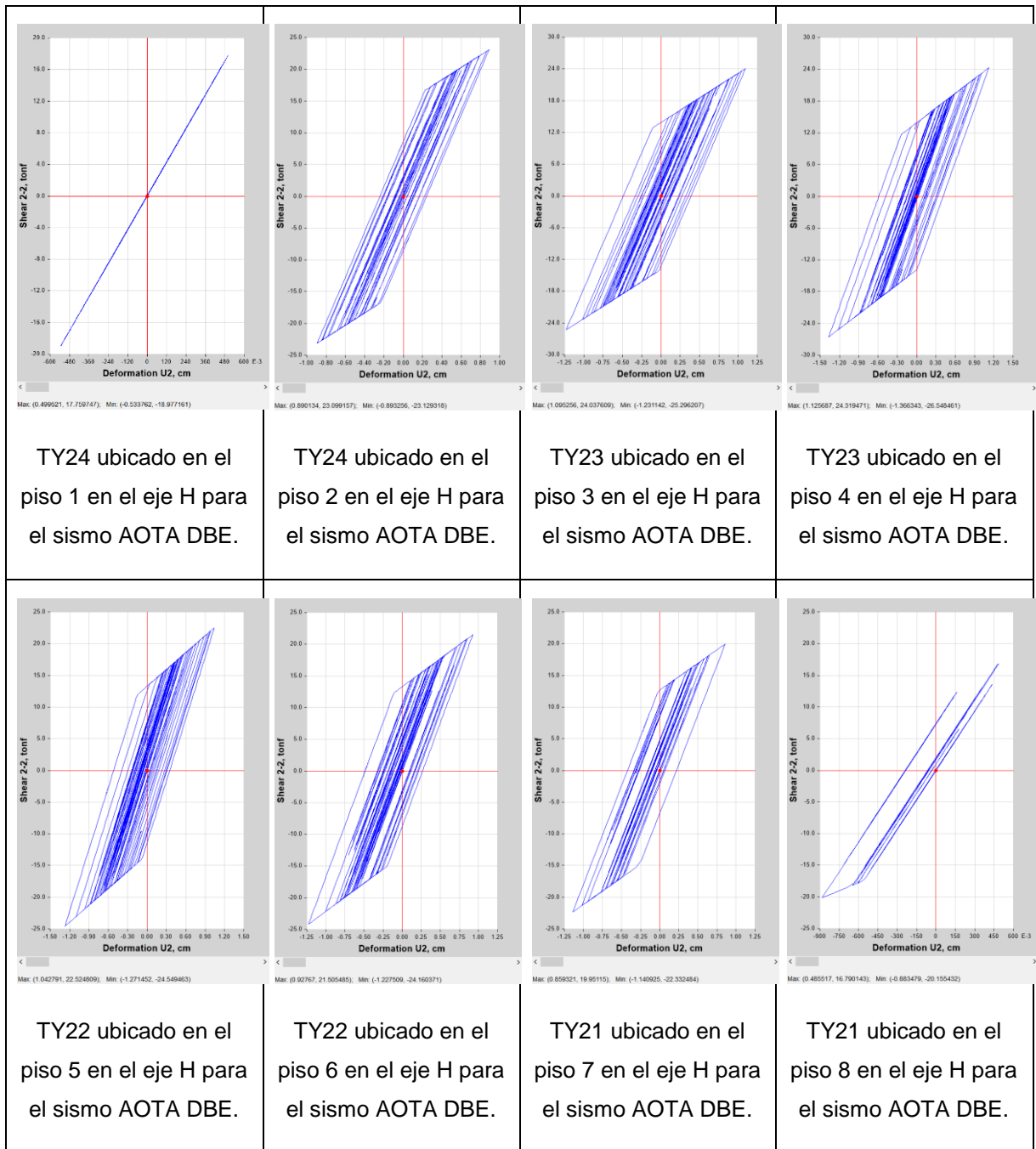
TX24 ubicado en el piso 6 en el eje 1 para el sismo AOTA DBE.

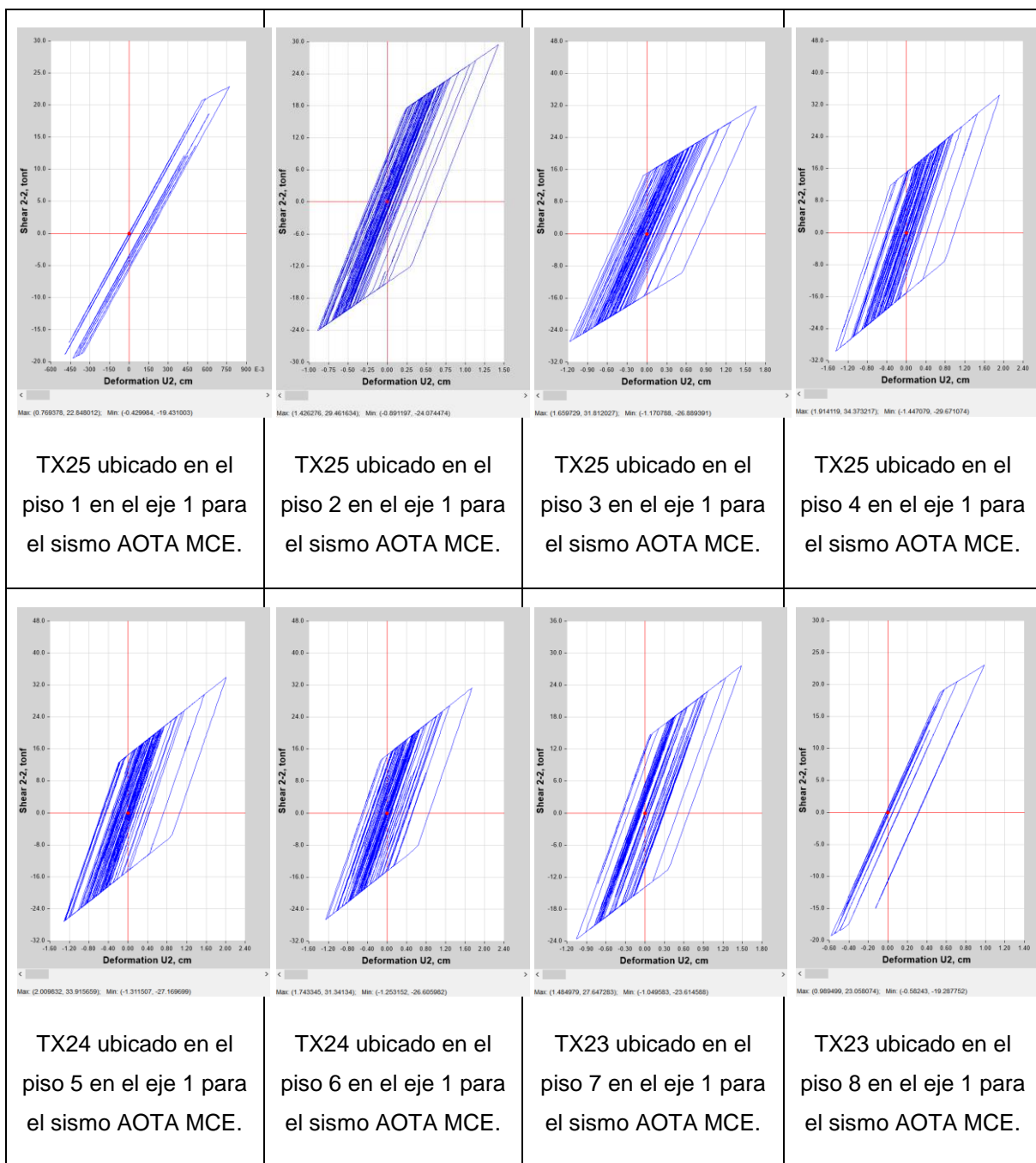


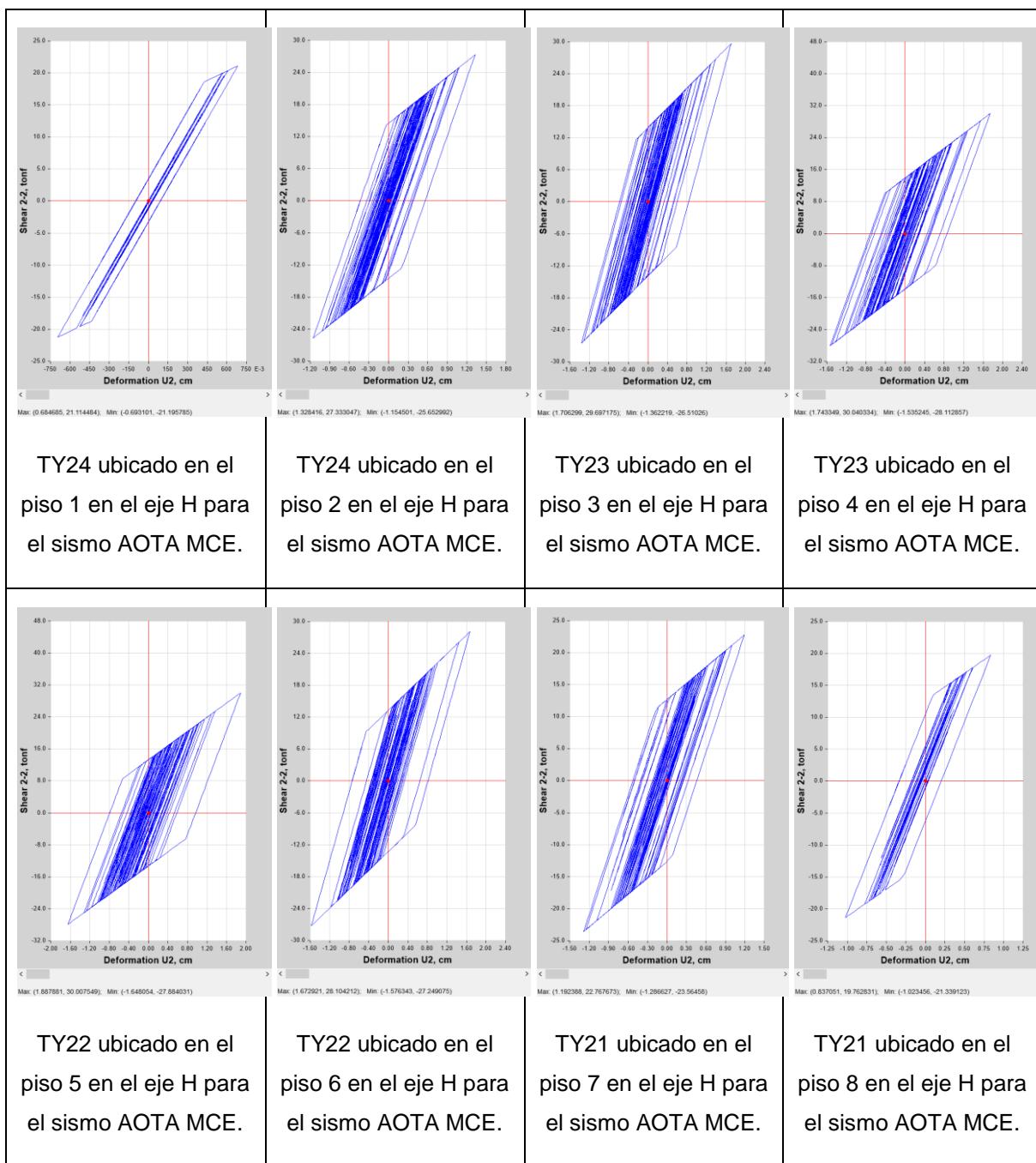
TX23 ubicado en el piso 7 en el eje 1 para el sismo AOTA DBE.



TX23 ubicado en el piso 8 en el eje 1 para el sismo AOTA DBE.







NOTA: Los resultados presentados corresponden a los disipadores de los ejes 1-C (dirección X) y 2-H (dirección Y). Los resultados de los disipadores que se encuentran en los ejes 1-F, 7-C, 7-F (dirección X) y los ejes 6-H, 2-A, 6-A (dirección Y) son muy aproximados a los disipadores mostrados de los ejes 1-C y 2-H respectivamente.